



REGIONE DEL VENETO



PROGETTO FINANZIATO
DALL'UNIONE EUROPEA



ACCORDO QUADRO PER L'AFFIDAMENTO DI LAVORI (OG1-OG11) E SERVIZI DI INGEGNERIA E ARCHITETTURA (E.20 - E.13 - IA.02 - IA.04) PER LA RISTRUTTURAZIONE, LA MANUTENZIONE E LA RIQUALIFICAZIONE ECOSOSTENIBILE DI STRUTTURE EDILIZIE PUBBLICHE ESISTENTI

SUB-LOTTO PRESTAZIONALE 1 - SERVIZI TECNICI - LOTTO GEOGRAFICO 2 (VE-BO-FI)

CIG DELL'ACCORDO QUADRO: 9424614D7F

REGIONE VENETO

CUP DELL'INTERVENTO: **F85B22000010003**

CIG DEL CONTRATTO SPECIFICO: 9424614D7F

PROGETTO DEFINITIVO-ESECUTIVO



GRUPPO DI PROGETTAZIONE:

mandataria: **RPA S.r.l.**



Ing. V. Valentini
Geol. S. Piazzoli
Ing. M. Procacci
Ing. M.G. Sorci
Ing. M. Vescarelli

mandante: **ETS S.p.A.**



Ing. G. Parietti
Ing. D. Romano
Ing. V. Guerini
Arch. N. Romano
Ing. E. Facchinetti

mandante: **SM&A**



Ing. M. Muzi
Ing. L. Muzi

COMMITTENZA: COMUNE DI MUSILE DI PIAVE

Città Metropolitana di Venezia
AREA TECNICA - Unità Operativa Lavori Pubblici e Manutenzioni
Piazza XVIII Giugno, 1 - 30024 - Musile di Piave(VE)

Responsabile Unico del Procedimento: Arch. Massimo Paschetto

ELABORATO: **Relazione di calcolo strutture**

REV	DATA	DESCRIZIONE	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO
00	06/06/2023	EMISSIONE	M. Mazzucchetti	Ing. M. Procacci	Ing. V. Valentini

IDENTIFICATIVO ELABORATO

001S-0073-23-PE-00

IDENTIFICATIVO INTERVENTO

Ampliamento degli impianti sportivi di via Argine San Marco
Finalizzato al miglioramento dell'aggregazione e offerta formativa

SCALA

-

INDICE

INDICE	1
1 PREMESSA.....	4
2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	4
2.1 Ipotesi di carico.....	4
2.2 Normativa per costruzioni in carpenteria metallica	4
2.3 Normativa per Indagini geognostiche e progettazione geotecnica	5
3 METODO E CRITERI DI VERIFICA.....	7
3.1 Codice di calcolo.....	7
3.2 Sicurezza e calcolo delle prestazioni attese	7
3.2.1 Stati limite ultimi (SLU) per strutture in acciaio.....	8
3.2.2 Stati limite di esercizio (SLE) per strutture in acciaio.....	8
3.3 Valutazione della sicurezza.....	9
3.4 Criteri di verifica per elementi di fondazione.....	10
3.4.1 Verifiche agli Stati Limite Ultimi (SLU).....	10
3.4.2 Verifiche agli Stati Limite di Esercizio (SLE).....	12
3.5 Criteri di verifica per strutture in acciaio	13
3.5.1 Verifiche agli Stati Limite Ultimi (SLU) per strutture in acciaio.....	13
3.5.2 Verifiche agli Stati Limite di Esercizio (SLE) per strutture in acciaio.....	21
4 MATERIALI.....	24
4.1 Calcestruzzo	24
4.1.1 Calcestruzzo C30/37	25
4.2 Acciaio.....	25
4.2.1 Acciaio B450C	25
5 PARAMETRI GEOTECNICI.....	26
6 ANALISI CARICHI TORRI FARO.....	26

6.1	Carico orizzontale del vento.....	26
6.1.1	Carico del vento sul fusto della torre.....	26
6.1.2	Carico del vento sui nuovi proiettori.....	28
6.2	Azione sismica.....	29
6.3	Carichi agenti sulla struttura.....	32
7	ANALISI CARICHI TRAVI FONDAZIONE.....	33
7.1	Determinazione della k di winkler.....	33
8	ANALISI CARICHI PLINTI RECINZIONE.....	33
8.1	Determinazione azione vento.....	33
9	ANALISI CARICHI PLINTI CANCELLO.....	35
9.1	Determinazione azione vento.....	35
10	ANALISI CARICHI POMPA DI CALORE.....	37
10.1	Azioni alla base.....	37
11	ANALISI CARICHI PLATEA MINIDEPURATORE.....	37
12	COMBINAZIONI DI CARICO.....	38
12.1	Combinazioni di carico palo in elevazione.....	38
13	VERIFICHE PLINTO TORRE FARO.....	40
13.1	Azioni sollecitanti agli Stati Limite Ultimi.....	41
13.1	Spostamenti allo Stato Limite di Esercizio.....	41
13.2	Verifiche del plinto di fondazione.....	42
13.2.1	Verifica della capacità portante del terreno.....	42
13.2.1	Verifica a scorrimento.....	43
13.2.2	Verifica a ribaltamento.....	44
14	VERIFICHE TRAVI FONDAZIONE.....	46
14.1	Tassi di sfruttamento travi di fondazioni.....	46
14.2	Verifiche strutturali fondazione.....	47
14.3	Verifica della capacità portante.....	49
14.4	Verifica dei cedimenti.....	50
15	VERIFICHE PLINTO RECINZIONE.....	51

15.1	Verifiche ribaltamento	51
16	VERIFICHE PLINTO CANCELLO	52
16.1	Verifiche ribaltamento	52
16.1	Verifiche montante 60x60x3 mm.....	52
17	VERIFICHE PLATEA POMPA DI CALORE.....	55
17.1	Verifiche platea	55
17.2	Verifica della capacità portante	57
17.1	Verifica dei cedimenti.....	58
18	VERIFICHE PLATEA MINIDEPURATORE.....	59
18.1	Verifiche platea	59
18.2	Verifica della capacità portante	61
18.3	Verifica dei cedimenti.....	62

1 PREMESSA

La presente relazione di calcolo contiene le verifiche dei plinti di fondazione delle torri faro, delle travi di fondazione relative ai locali spogliatoi e alla sala polivalente e servizi e dei plinti dei pali delle recinzioni metalliche relativi al nuovo campo da calcio dell'ampliamento degli impianti sportivi di via Argine San Marco presso il comune di Musile di Piave.

2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

2.1 Ipotesi di carico

- "Ipotesi di carico sulle costruzioni" di cui alle Norme C.N.R. - UNI 10012/67;
- Decreto Ministeriale 16 Gennaio 1996 "Norme tecniche relative ai <Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi>"
- Circolare Min. LL.PP. 04.07.96 n°156 AA.GG/STC "Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche" di cui al D.M. 16 Gennaio 1996;
- Decreto Ministero Infrastrutture del 14 gennaio 2008 – Nuove norme tecniche per le costruzioni;
- Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 – Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al Decreto Ministero Infrastrutture del 14 gennaio 2008;
- Decreto Ministero Infrastrutture del 20 febbraio 2018 – "Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni";
- Circolare 21 gennaio 2019 n° 7/C.S.LL.PP. "Istruzioni per l'applicazione dell'aggiornamento delle Norme Tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 20.02.2018".

2.2 Normativa per costruzioni in carpenteria metallica

- D.M. del 17/1/2018 - Norme tecniche per le costruzioni.
- UNI-EN 1991-1-1:2004 - Eurocodice 1: "Azioni sulle strutture".
- UNI-EN 1992-1-1:2005 - Eurocodice 2 "Progettazione delle strutture di calcestruzzo".
- Legge n. 1086 del 5/11/1971 - Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica.
- D.M. del 14/2/1992 - Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in c.a. normale e precompresso e per le strutture metalliche.

- D.M. del 9/1/1996 - Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in c.a. normale e precompresso e per le strutture metalliche.
- Norme Tecniche C.N.R. n. 10025-84 del 14/12/1984 - Istruzioni per il progetto, l'esecuzione ed il controllo delle strutture prefabbricate in conglomerato cementizio e per le strutture costruite con sistemi industrializzati di acciaio - Istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione.
- Norme Tecniche C.N.R. n. 10011-85 del 18/4/1985 - Costruzioni di acciaio - Istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione.
- UNI-EN 1993-1-1:2005 – Eurocodice 3 - “Progettazione delle strutture in acciaio”.

2.3 Normativa per Indagini geognostiche e progettazione geotecnica

- "Circolare Ministero Lavori Pubblici n. 3797 – Istruzioni per il progetto, esecuzione e collaudo delle fondazioni”;
- Decreto Ministero Lavori Pubblici 11 marzo 1988 – “Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione”;
- Circolare Ministero Lavori Pubblici n. 30483 – Istruzioni per l'applicazione - “Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione”;
- Circolare Ministero Lavori Pubblici 9 gennaio 1996 – Legge 2 febbraio 1974 n. 64 Istruzioni applicative per la redazione della relazione geologica e della relazione geotecnica. D.M. 11 marzo 1988;
- Decreto Ministero Infrastrutture del 14 gennaio 2008 – Nuove norme tecniche per le costruzioni;
- Circolare 02 febbraio 2009 n° 617/C.S.LL.PP. “Istruzioni per l'applicazione delle “Nuove Norme Tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 14.01.2008”;
- Decreto Ministero Infrastrutture del 20 febbraio 2018 – “Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni”;
- Circolare 21 gennaio 2019 n° 7/C.S.LL.PP. “Istruzioni per l'applicazione dell'aggiornamento delle Norme Tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 20.02.2018”;
- UNI EN 1997-1:2005 Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali;
- UNI EN 1997-1:2005 Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica – Parte 2: Indagini e prove nel sottosuolo;

- UNI EN 1998-5:2005 Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnica.

3 METODO E CRITERI DI VERIFICA

In questo capitolo vengono esposti il metodo di calcolo e i criteri di verifica di sicurezza nei confronti delle azioni agenti e l'applicazione delle stesse ai modelli strutturali.

Per le verifiche strutturali si fa riferimento alla teoria degli stati limite (SLU/SLE) in accordo al DM 17/01/18 (Aggiornamento norme tecniche per le costruzioni).

L'analisi degli elementi strutturali è condotta secondo i metodi della scienza delle costruzioni applicando tutti i carichi permanenti ed i carichi variabili nella combinazione più sfavorevole in modo tale da imprimere sull'elemento considerato la massima sollecitazione.

3.1 Codice di calcolo

La modellazione della struttura e la rielaborazione dei risultati del calcolo sono stati effettuati con:

ModeSt ver. 8.29, licenza n. 6972, prodotto da Tecnisoft s.a.s. – Prato



Informazioni su **ModeSt**

Versione: **8.29 di Dicembre 2022 - Rev. 7 del 21/02/2023**

Scadenza aggiornamenti: **fine Dicembre 2022**

Codice: **7342**

ModeSt-C.A.

Full

Xfinest

La struttura è stata calcolata utilizzando come solutore agli elementi finiti:

Xfinest ver. 9.5, prodotto da Ce.A.S. S.r.l. – Milano

3.2 Sicurezza e calcolo delle prestazioni attese

Le opere e le componenti strutturali devono essere progettate, eseguite, collaudate e soggette a manutenzione in modo tale da consentirne la prevista utilizzazione, in forma economicamente sostenibile e con il livello di sicurezza previsto dalle norme NTC 2018.

Nel seguito sono esposti i criteri del metodo semiprobabilistico agli stati limite basati sull'impiego dei coefficienti parziali di sicurezza, applicabili nella generalità dei casi; tale metodo è detto di primo livello.

Per opere di particolare importanza si possono adottare metodi di livello superiore, tratti da documentazione tecnica di comprovata validità.

Nel metodo semiprobabilistico agli stati limite, la sicurezza strutturale deve essere verificata tramite il confronto tra la resistenza e l'effetto delle azioni. Per la sicurezza strutturale, la resistenza dei materiali e le azioni sono rappresentate dai valori caratteristici, R_{ki} e F_{kj} definiti, rispettivamente, come il frattile inferiore delle resistenze e il frattile (superiore o inferiore) delle azioni che minimizzano la sicurezza. In genere, i frattili sono assunti pari al 5%. Per le grandezze con piccoli coefficienti di variazione, ovvero per grandezze che non riguardino univocamente resistenze o azioni, si possono considerare frattili al 50% (valori mediani).

La sicurezza e le prestazioni di un'opera o di una parte di essa devono essere valutate in relazione agli stati limite che si possono verificare durante la vita nominale. Stato limite è la condizione superata la quale l'opera non soddisfa più le esigenze per le quali è stata progettata.

In particolare, secondo quanto stabilito nelle NTC 2018, le opere e le varie tipologie strutturali devono possedere i seguenti requisiti:

- sicurezza nei confronti di stati limite ultimi (SLU): capacità di evitare crolli, perdite di equilibrio e dissesti gravi, totali o parziali, che possano compromettere l'incolumità delle persone ovvero comportare la perdita di beni, ovvero provocare gravi danni ambientali e sociali, ovvero mettere fuori servizio l'opera;
- sicurezza nei confronti di stati limite di esercizio (SLE): capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio;
- robustezza nei confronti di azioni eccezionali: capacità di evitare danni sproporzionati rispetto all'entità delle cause innescanti quali incendio, esplosioni, urti.

3.2.1 Stati limite ultimi (SLU) per strutture in acciaio

I principali Stati Limite Ultimi per strutture in acciaio sono elencati nel seguito:

- SL di equilibrio; verifica l'equilibrio globale della struttura e delle sue parti
- SL di collasso; per raggiungimento della tensione di snervamento o deformazioni ultime del materiale e conseguente crisi o eccessiva deformazione di sezioni, membrature o collegamenti, oppure per formazione di meccanismi di collasso o fenomeni, anche locali, di instabilità
- SL di fatica; per variazioni tensionali indotte da carichi ripetuti

3.2.2 Stati limite di esercizio (SLE) per strutture in acciaio

Gli Stati Limite di Esercizio da verificare per strutture in acciaio, ove necessario, sono:

- SL di deformazione e/o spostamento; evita che questi possano compromettere l'aspetto estetico e l'uso efficiente della costruzione, nonché dei suoi contenuti

- SL di vibrazione; garantisce accettabili livelli di comfort per gli utenti, il cui superamento potrebbe essere indice di scarsa robustezza e/o indicatore di possibili danni degli elementi secondari
- SL di plasticizzazioni locali; scongiura deformazioni irreversibili e inaccettabili
- SL di scorrimento dei collegamenti ad attrito con bulloni ad alta resistenza; nel caso il collegamento sia stato dimensionato a collasso per taglio dei bulloni.

3.3 Valutazione della sicurezza

Per la valutazione della sicurezza delle costruzioni si devono adottare criteri probabilistici scientificamente comprovati. Nel seguito sono esposti i criteri del metodo semiprobabilistico agli stati limite basati sull'impiego dei coefficienti parziali di sicurezza, applicabili nella generalità dei casi; tale metodo è detto di primo livello.

Per opere di particolare importanza si possono adottare metodi di livello superiore, tratti da documentazione tecnica di comprovata validità.

Nel metodo semiprobabilistico agli stati limite, la sicurezza strutturale deve essere verificata tramite il confronto tra la resistenza e l'effetto delle azioni. Per la sicurezza strutturale, la resistenza dei materiali e le azioni sono rappresentate dai valori caratteristici, R_{ki} e F_{kj} definiti, rispettivamente, come il frattile inferiore delle resistenze e il frattile (superiore o inferiore) delle azioni che minimizzano la sicurezza. In genere, i frattili sono assunti pari al 5%. Per le grandezze con piccoli coefficienti di variazione, ovvero per grandezze che non riguardino univocamente resistenze o azioni, si possono considerare frattili al 50% (valori mediani).

La verifica della sicurezza nei riguardi degli stati limite ultimi di resistenza si effettua con il "metodo dei coefficienti parziali" di sicurezza espresso dalla equazione formale:

$$R_d \geq E_d$$

Dove:

- R_d è la resistenza di progetto, valutata in base ai valori di progetto della resistenza dei materiali e ai valori nominali delle grandezze geometriche interessate;
- E_d è il valore di progetto dell'effetto delle azioni, valutato in base ai valori di progetto $F_{dj} = F_{kj} \cdot \gamma_{Fj}$ delle azioni, o direttamente $E_{dj} = E_{kj} \cdot \gamma_{Ej}$.

I coefficienti parziali di sicurezza, γ_{Mi} e γ_{Fj} , associati rispettivamente al materiale i -esimo e all'azione j -esima, tengono in conto la variabilità delle rispettive grandezze e le incertezze relative alle tolleranze geometriche e alla affidabilità del modello di calcolo.

La verifica della sicurezza nei riguardi degli stati limite di esercizio si esprime controllando aspetti di funzionalità e stato tensionale.

3.4 Criteri di verifica per elementi di fondazione

3.4.1 Verifiche agli Stati Limite Ultimi (SLU)

In accordo al paragrafo 6.4.2.1. i plinti sono verificati per i seguenti stati limite ultimi:

SLU di tipo GEOTECNICO

1. Verifica della capacità portante secondo approccio 2 (A1+M1+R3)
2. Verifica a scorrimento secondo approccio 2 (A1+M1+R3)
3. Stabilità globale secondo Approccio 1 combinazione 2 (A2+M2+R2)

SLU di tipo STRUTTURALE

1. Verifiche di resistenza secondo approccio 2 (A1+M1+R3)

3.4.1.1 VERIFICA DELLA CAPACITÀ PORTANTE

La verifica di capacità portante è effettuata secondo la formula di Brinch-Hansen che nella sua forma generalizzata si presenta come segue:

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

Con:

$N_q = e^{\pi \tan \varphi'} \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi'}{4} \right)$	Fattore di capacità portante dovuto a sovraccarico
$N_{\gamma} = 2(N_q + 1) \tan \varphi'$	Fattore di capacità portante dovuto a peso del terreno
$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi'$	Fattore di capacità portante dovuto a coesione
$s_q = 1 + \frac{B'}{L'} \tan \varphi'$	Fattore di forma dovuto a sovraccarico
$s_{\gamma} = 1 - 0.4 \frac{B'}{L'}$	Fattore di forma dovuto a peso del terreno
$s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c}$	Fattore di forma dovuto a coesione
$d_{\gamma}; d_q; d_{\gamma}$	Fattori di profondità
$i_{\gamma}; i_q; i_{\gamma}$	Fattori di inclinazione del carico
$b_{\gamma}; b_q; b_{\gamma}$	Fattori di inclinazione della base
$g_{\gamma}; g_q; g_{\gamma}$	Fattori di inclinazione del piano campagna

A favore di sicurezza non si considera il contributo dei fattori di profondità e di inclinazione, mentre i fattori di inclinazione della base e di inclinazione del piano campagna sono da considerare unitari in quanto il plinto poggia su piano orizzontale.

3.4.1.1.1 Eccentricità del carico

In corrispondenza dell'incastro del palo nel plinto si producono due momenti flettenti che generano due eccentricità e del carico assiale nelle due direzioni principali.

Per ricentrare il carico assiale e determinare la sezione del plinto effettivamente reagente le dimensioni del plinto nelle direzioni delle due eccentricità considerate vengono ridotte delle quantità $2e$:

$$L' = L - 2e_L$$

$$B' = B - 2e_B$$

3.4.1.2 VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI SCORRIMENTO SUL PIANO DI POSA

Sono incrementate le azioni (A1), invariati i parametri geotecnici (M1) e ridotta la resistenza (R3).

Verifica allo stato limite di equilibrio come corpo rigido (Ribaltamento) EQU

Nella verifica al ribaltamento le azioni verticali sono favorevoli e le azioni orizzontali sfavorevoli.

L'Azione di progetto viene incrementata di un fattore $\gamma_q = 1.5$ (tabella 6.2.I colonna A1) Il coefficiente di attrito di progetto è: $\tan \delta_d = \tan \delta_k / \gamma_{\varphi}'$ con $\gamma_{\varphi}' = 1$ (da tabella 6.2.II colonna M1).

3.4.1.3 VERIFICHE A PRESSO-FLESSIONE

Si verifica che le coppie di sollecitazioni (N_{Ed} , M_{Ed}) ottenute per la combinazione fondamentale rispettino la disuguaglianza:

$$M_{Rd} = M_{Rd}(N_{Ed}) \geq M_{Ed}$$

ovvero siano interne al dominio di resistenza della sezione esaminata.

3.4.1.4 VERIFICHE A TAGLIO

Si verifica che risulti:

$$V_{Rd} \geq V_{Ed}$$

Il taglio resistente in assenza di specifica armatura si ottiene dall'espressione:

$$V_{Rd} = \max\{[0,18 \cdot k \cdot \sqrt[3]{100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck}} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d; (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d\}$$

con:

$$k = 1 + \sqrt{200/d} \leq 2 \quad \text{con} \quad d = \text{altezza utile della sezione in mm}$$

$$v_{min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$$

$$\rho_l = A_{sl} / (b_w \cdot d) \leq 2\% \quad \text{rapporto geometrico di armatura longitudinale tesa}$$

$$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c \leq 0,2 \cdot f_{cd} \quad \text{tensione media di compressione nella sezione}$$

$$b_w = \text{larghezza della membratura resistente a taglio in mm}$$

Il taglio resistente in presenza di specifica armatura si ottiene dall'espressione:

$$V_{Rd} = \min(V_{Rsd}; V_{Rcd})$$

dove:

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\cotg \alpha + \cotg \vartheta) \cdot \sin \alpha$$

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot \frac{(\cotg \alpha + \cotg \vartheta)}{(1 + \cotg^2 \vartheta)}$$

A_{sw} Area armatura trasversale

s Passo armatura trasversale

α Angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse trave

ϑ Angolo di inclinazione dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse trave

$f'_{cd} = 0.5f_{cd}$ Resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima

$$\alpha_c = \begin{cases} 1 & \text{per membrature non compresse} \\ 1 + \sigma_{cp}/f_{cd} & \text{per } 0 \leq \sigma_{cp} \leq 0.25f_{cd} \\ 1.25 & \text{per } 0.25f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq 0.50f_{cd} \\ 2.5(1 - \sigma_{cp}/f_{cd}) & \text{per } 0.50f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq f_{cd} \end{cases} \quad \text{Coefficiente amplificativo}$$

3.4.2 Verifiche agli Stati Limite di Esercizio (SLE)

In relazione alle classi di esposizione degli elementi strutturali si adottano i limiti tensionali e di apertura delle fessure da normativa in funzione del tipo di combinazione di carico.

3.4.2.1 VERIFICA DI APERTURA DELLE FESSURE

L'apertura convenzionale delle fessure è calcolata con le modalità indicate dal D. M. del 17 gennaio 2018, e valutata con le sollecitazioni relative alle Combinazioni FR e QP della normativa vigente. La verifica a fessurazione viene eseguita in condizione di ambiente ordinario ed armature poco sensibili:

- combinazione di carico frequente: $w_k \leq w_3 = 0.40 \text{ mm}$
- combinazione di carico quasi permanente: $w_k \leq w_2 = 0.30 \text{ mm}$

3.4.2.2 VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO

Le verifiche si eseguono per la condizione di carico Quasi Permanente e Rara, verificando rispettivamente che le tensioni di lavoro siano inferiori ai seguenti limiti:

- per la condizione QP si verifica che le massime tensioni presenti nel calcestruzzo siano inferiori a $\sigma_c < 0.45f_{ck}$;

- per la condizione rara si verifica che le massime tensioni presenti nel calcestruzzo siano inferiori a $\sigma_c < 0.60f_{ck}$, mentre quelle dell'acciaio $\sigma_s < 0.80f_{yk}$.

3.5 Criteri di verifica per strutture in acciaio

3.5.1 Verifiche agli Stati Limite Ultimi (SLU) per strutture in acciaio

La verifica della sicurezza nei riguardi degli stati limite ultimi di resistenza si effettua con il "metodo dei coefficienti parziali" di sicurezza espresso dalla equazione formale:

$$R_d \geq E_d$$

Dove:

- R_d è la resistenza di progetto, valutata in base ai valori di progetto $R_{di} = R_{ki}/\gamma_{Mi}$ della resistenza dei materiali e ai valori nominali delle grandezze geometriche interessate;
- E_d è il valore di progetto dell'effetto delle azioni, valutato in base ai valori di progetto $F_{dj} = F_{kj} \cdot \gamma_{Fj}$ delle azioni, o direttamente $E_{dj} = E_{kj} \cdot \gamma_{Ej}$.

I coefficienti parziali di sicurezza, γ_{Mi} e γ_{Fj} , associati rispettivamente al materiale i-esimo e all'azione j-esima, tengono in conto la variabilità delle rispettive grandezze e le incertezze relative alle tolleranze geometriche e alla affidabilità del modello di calcolo.

Tab. 4.2.VII - Coefficienti di sicurezza per la resistenza delle membrature e la stabilità

Resistenza delle Sezioni di Classe 1-2-3-4	$\gamma_{M0} = 1,05$
Resistenza all'instabilità delle membrature	$\gamma_{M1} = 1,05$
Resistenza all'instabilità delle membrature di ponti stradali e ferroviari	$\gamma_{M1} = 1,10$
Resistenza, nei riguardi della frattura, delle sezioni tese (indebolite dai fori)	$\gamma_{M2} = 1,25$

3.5.1.1 RESISTENZA DELLE MEMBRATURE

Le verifiche in campo elastico, per gli stati di sforzo piani tipici delle travi, si eseguono con riferimento al seguente criterio:

$$\sigma_{x,Ed}^2 + \sigma_{z,Ed}^2 - \sigma_{z,Ed} \sigma_{x,Ed} + 3\tau_{Ed}^2 \leq \left(\frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} \right)^2$$

Dove nel punto in esame della membratura:

$\sigma_{x,Ed}$ è il valore di progetto della tensione normale, parallela all'asse della membratura

$\sigma_{z,Ed}$ è il valore di progetto della tensione normale, ortogonale all'asse della membratura

τ_{Ed} è il valore di progetto della tensione tangenziale, nel piano della sezione.

La verifica in campo plastico richiede che si determini una distribuzione di tensioni interne "staticamente ammissibile", cioè in equilibrio con le sollecitazioni applicate (N, M, T, ecc.) e rispettosa della condizione di plasticità.

I modelli resistenti esposti nei paragrafi seguenti definiscono la resistenza delle sezioni delle membrature nei confronti delle sollecitazioni interne, agenti separatamente o contemporaneamente.

3.5.1.1.1 Trazione

I valori di progetto di azione assiale N_{Ed} e resistenza a trazione $N_{t,Rd}$ devono soddisfare la:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1$$

Dove $N_{t,Rd} = \min\{N_{pl,Rd}; N_{u,Rd}\}$ è pari al minore tra i valori di progetto di:

- Resistenza plastica della sezione lorda, A :
$$N_{pl,Rd} = \frac{A f_{yk}}{\gamma_{M0}}$$
- Resistenza a rottura della sezione netta, A_{net} , indebolita dai fori:
$$N_{u,Rd} = \frac{0.9 A_{net} f_{tk}}{\gamma_{M2}}$$

Qualora il progetto preveda il rispetto della gerarchia delle resistenze deve inoltre risultare:

$$N_{pl,Rd} \leq N_{u,Rd}$$

3.5.1.1.2 Compressione

I valori di progetto di compressione N_{Ed} e relativa resistenza $N_{c,Rd}$ devono soddisfare la:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1$$

Dove:
$$N_{c,Rd} = \begin{cases} A f_{yk} / \gamma_{M0} & \text{per le sezioni di classe 1, 2 e 3} \\ A_{eff} f_{yk} / \gamma_{M0} & \text{per le sezioni di classe 4} \end{cases}$$

Non è necessario dedurre l'area dei fori per i collegamenti bullonati o chiodati, purché in tutti i fori siano presenti gli elementi e non siano presenti fori sovradimensionati o asolati.

3.5.1.1.3 Flessione monoassiale

Il momento flettente di progetto M_{Ed} deve rispettare la seguente condizione:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1$$

Dove la resistenza di progetto a flessione retta della sezione $M_{c,Rd}$, tenendo conto della presenza di eventuali fori in zona tesa per collegamenti bullonati o chiodati, vale:

$$M_{c,Rd} = \begin{cases} M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} & \text{per le sezioni di classe 1 e 2} \\ M_{el,Rd} = \frac{W_{el,min} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} & \text{per le sezioni di classe 3} \\ M_{el,Rd} = \frac{W_{eff,min} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} & \text{per le sezioni di classe 4} \end{cases}$$

per le sezioni di classe 3, $W_{el,min}$ è il modulo resistente elastico minimo della sezione in acciaio; per le sezioni di classe 4, invece, il modulo $W_{eff,min}$ è calcolato eliminando le parti della sezione inattive

a causa dei fenomeni di instabilità locali, secondo il procedimento esposto in UNI EN1993-1-5, e scegliendo il minore tra i moduli così ottenuti.

Negli elementi inflessi caratterizzati da giunti strutturali bullonati, la presenza dei fori nelle piattabande tese dei profili può essere trascurata nel calcolo del momento resistente se è verificata la relazione

$$\frac{0.9 \cdot A_{f,net} \cdot f_{tk}}{\gamma_{M2}} \geq \frac{A_f \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}}$$

con A_f area lorda della piattabanda tesa e $A_{f,net}$ area della piattabanda al netto dei fori.

3.5.1.1.4 Taglio

Il valore di progetto dell'azione tagliante V_{Ed} deve rispettare la condizione:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1$$

dove la resistenza di progetto a taglio $V_{c,Rd}$, in assenza di torsione, vale

$$V_{c,Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}}$$

dove A_v è l'area resistente a taglio.

In presenza di torsione, $V_{c,Rd}$ va opportunamente ridotta secondo il §4.2.4.1.2.4 delle NTC.

La verifica a taglio della sezione può anche essere condotta in termini tensionali (verifica elastica) nel punto più sollecitato della sezione trasversale utilizzando la seguente formula dove τ_{Ed} è valutata in campo elastico lineare:

$$\frac{\tau_{t,Ed}}{f_{yk}/(\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})} \leq 1.0$$

3.5.1.1.5 Torsione

Quando possano essere trascurate le distorsioni della sezione, i valori di progetto della resistenza torsionale T_{Rd} e della sollecitazione torcente T_{Ed} (composta da torsione uniforme $T_{t,Ed}$ e torsione per ingobbamento impedito $T_{w,Ed}$) devono soddisfare la relazione:

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd}} = \frac{T_{t,Ed} + T_{w,Ed}}{T_{Rd}} \leq 1$$

3.5.1.1.6 Flessione e taglio

Se $V_{Ed} \leq 0.5 V_{c,Rd}$ si può trascurare l'influenza del taglio sulla resistenza a flessione, eccetto nei casi in cui l'instabilità per taglio riduca la resistenza a flessione della sezione. Se $V_{Ed} > 0.5 V_{c,Rd}$ bisogna tener conto dell'influenza del taglio sulla resistenza a flessione.

Posto

$$\rho = \left[\frac{2V_{Ed}}{V_{c,Rd}} - 1 \right]^2$$

la resistenza a flessione si determina assumendo per l'area resistente a taglio A_v la tensione di snervamento ridotta $(1 - \rho)f_{yk}$.

3.5.1.1.7 Presso o tenso-flessione retta

La presso- o tenso-flessione retta può essere trattata con riferimento a metodi di comprovata validità.

Posti

$$n = \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \qquad a = \frac{A - 2bt_f}{A} \leq 0.5$$

Dove:

- A sezione lorda della sezione
- b larghezza delle ali
- t_f spessore delle ali

Per le sezioni ad I o ad H di classe 1 e 2, sollecitate nel piano dell'anima, la resistenza di progetto a flessione retta può essere valutata come:

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} \frac{1 - n}{1 - 0.5a} \leq M_{pl,y,Rd}$$

Per le sezioni ad I o ad H di classe 1 e 2, sollecitate nel piano delle ali, la resistenza di progetto a flessione retta può essere valutata come:

$$M_{N,z,Rd} = \begin{cases} M_{pl,z,Rd} & \text{per } n \leq a \\ M_{pl,z,Rd} \left[1 - \left(\frac{n - a}{1 - a} \right)^2 \right] & \text{per } n > a \end{cases}$$

Essendo

- $M_{pl,y,Rd}$ momento resistente plastico di progetto a flessione semplice nel piano dell'anima
- $M_{pl,z,Rd}$ momento resistente plastico di progetto a flessione semplice nel piano delle ali

Mentre per sezioni generiche di classe 1 e 2 la verifica si conduce controllando che il momento di progetto sia minore del momento plastico di progetto, ridotto per effetto dello sforzo normale di progetto, $M_{Ed} < M_{N,y,Rd}$.

3.5.1.1.8 Flessione, taglio e sforzo assiale

Nel calcolo del momento flettente resistente devono essere considerati gli effetti di sforzo assiale e taglio, se presenti, mediante le formule per l'interazione taglio/flessione.

Per le sezioni di classe 3 e classe 4 le verifiche devono essere condotte con riferimento alla resistenza elastica (verifica tensionale).

Per le sezioni di classe 4 si possono utilizzare le proprietà geometriche efficaci della sezione trasversale.

3.5.1.2 STABILITÀ DELLE MEMBRATURE

3.5.1.2.1 Aste compresse

Per la verifica di stabilità l'azione di compressione di progetto N_{Ed} deve rispettare la seguente, nell'ipotesi che la sezione trasversale sia uniformemente compressa:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1$$

Dove la resistenza di progetto all'instabilità è $N_{b,Rd} = \begin{cases} \frac{\chi f_{yk}}{\gamma_{M1}} A & \text{per sezioni di classe 1, 2 e 3} \\ \frac{\chi f_{yk}}{\gamma_{M1}} A_{eff} & \text{per sezioni di classe 4} \end{cases}$

I coefficienti χ dipendono da tipo di sezione e tipo di acciaio impiegato; essi si desumono, in funzione di appropriati valori della snellezza normalizzata $\bar{\lambda}$, dalla seguente formula:

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1$$

Con: $\Phi = 0.5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2]$

- Snellezza normalizzata

$$\bar{\lambda} = \begin{cases} \sqrt{\frac{f_{yk}}{N_{cr}}} A & \text{per sezioni di classe 1, 2 e 3} \\ \sqrt{\frac{f_{yk}}{N_{cr}}} A_{eff} & \text{per sezioni di classe 4} \end{cases}$$

- Fattore di imperfezione α ricavato dalla Tab. 4.2.VIII §4.2.4.1.3.1 delle NTC 2018

- Carico critico elastico N_{cr} basato sulle proprietà della sezione lorda e sulla lunghezza di libera inflessione l_0 dell'asta, calcolato per la modalità di collasso per instabilità appropriata (flessionale, torsionale o flesso-torsionale).

Gli effetti legati ai fenomeni di instabilità possono essere trascurati, nel caso in cui:

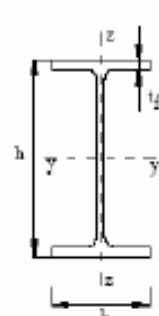
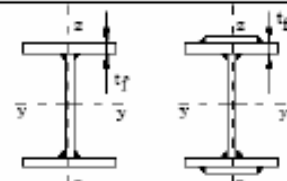

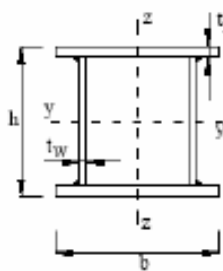
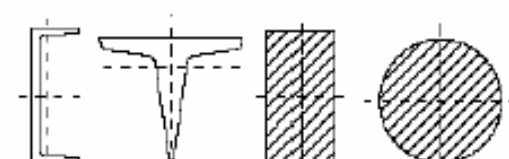
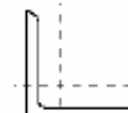
$$\bar{\lambda} < 0.2 \quad \text{oppure} \quad N_{Ed} < 0.04 N_{cr}$$

Limitazioni della snellezza

È opportuno limitare la snellezza

$$\lambda = l_0/i \leq \begin{cases} 200 & \text{per membrature principali} \\ 250 & \text{per membrature secondarie} \end{cases}$$

Tab. 4.2.VIII - Curve d'instabilità per varie tipologie di sezioni e classi d'acciaio, per elementi compressi

Sezione trasversale	Limiti	Inflexione interna all'asse	Curva di instabilità		
			S235, S275, S355, S420	S460	
Sezioni laminate 	$h/b > 1,2$	y-y z-z	$t_f \leq 40$ mm	a b	a ₀ a ₀
			$40 \text{ mm} < t_f \leq 100$ mm	b c	a a
	$h/b \leq 1,2$	y-y z-z	$t_f \leq 100$ mm	b c	a a
			$t_f > 100$ mm	d d	c c
Sezioni ad I saldate 	$t_f \leq 40$ mm	y-y z-z	b c	b c	
	$t_f > 40$ mm	y-y z-z	c d	c d	
Sezioni cave 	Sezione formata "a caldo"	qualunque	a	a ₀	
	Sezione formata "a freddo"	qualunque	c	c	
Sezioni scatolari saldate 	In generale	qualunque	b	b	
	saldature "spesse": $a > 0,5t_f$ $b/t_f < 30$; $h/t_w < 30$	qualunque	c	c	
Sezioni piene, ad U e T 		qualunque	c	c	
Sezioni ad L 		qualunque	b	b	
Curva di instabilità	a ₀	a	b	c	d
Fattore di imperfezione α	0,13	0,21	0,34	0,49	0,76

3.5.1.2.2 Travi inflesse

Le travi inflesse con piattabanda compressa non sufficientemente vincolata lateralmente, devono essere verificate nei riguardi dell'instabilità flessotorsionale secondo la formula:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1$$

Dove:

- M_{Ed} massimo momento flettente di progetto
- $M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot W_y \frac{f_{yk}}{\gamma_{M1}}$ momento resistente di progetto per l'instabilità
- $W_y = \begin{cases} W_{pl,y} & \text{per le sezioni di classe 1 e 2} \\ W_{el,y} & \text{per le sezioni di classe 3} \\ W_{eff} & \text{per le sezioni di classe 4} \end{cases}$ modulo resistente della sezione

Il fattore di riduzione per l'instabilità flessotorsionale χ_{LT} , dipendente dal tipo di profilo impiegato e può essere determinato dalla formula:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{f} \cdot \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \beta \cdot \bar{\lambda}_{LT}^2}} \leq K_\chi$$

Con:

$$\Phi_{LT} = 0.5 \left[1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - \bar{\lambda}_{LT,0}) + \beta \cdot \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]$$

- Coeff. di snellezza normalizzata $\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y \cdot f_{yk}}{M_{cr}}}$
- Fattore di imperfezione α_{LT} ricavato dalla Tab. 4.2.IX (a) in base alle curve di stabilità definita nella Tab. 4.2.IX (b)
- Momento critico elastico M_{cr} calcolato considerando la sezione lorda del profilo e tenendo in conto, le condizioni di carico ed i vincoli torsionali presenti, nell'ipotesi di diagramma di momento flettente uniforme.
- Fattore f $f = 1 - 0.5(1 - k_c) \left[1 - 2(\bar{\lambda}_{LT} - 0.8)^2 \right]$

in cui il fattore correttivo k_c assume i valori riportati in Tab. 4.2.X.

Per i profili a I o a H, laminati o composti saldati:

$$\bar{\lambda}_{LT,0} \leq 0.4 \qquad \beta \geq 0.75 \qquad K_\chi = \min \left(1; \frac{1}{f \cdot \bar{\lambda}_{LT}^2} \right)$$









Tab. 4.2.IX (a) Valori raccomandati di α_{LT} per le differenti curve di stabilità.

Curva di stabilità	a	b	c	d
Fattore di imperfezione α_{LT}	0,21	0,34	0,49	0,76

Tab. 4.2.IX (b) - Definizione delle curve di stabilità per le varie tipologie di sezione e per gli elementi inflessi

Sezione trasversale	Limiti	Curva di instabilità da Tab. 4.2.VIII
Sezione laminata ad I	$h/b \leq 2$	b
	$h/b > 2$	c
Sezione composta saldata	$h/b \leq 2$	c
	$h/b > 2$	d
Altre sezioni trasversali	-	d

Tab. 4.2.X - Coefficiente correttivo del momento flettente per la verifica a stabilità delle travi inflesse

Distribuzione del momento flettente	Fattore correttivo k_c
 $\psi = M_{dx} / M_{sx} = 1$	1,0
 $-1 \leq \psi \leq 1$	$\frac{1}{1,33 - 0,33\psi}$
	0,94
	0,90
	0,91
	0,86
	0,77
	0,82

3.5.1.2.3 Membrature pressoinflesse

Per elementi strutturali soggetti a compressione e flessione, si debbono studiare i relativi fenomeni di instabilità facendo riferimento a normative di comprovata validità.

3.5.2 Verifiche agli Stati Limite di Esercizio (SLE) per strutture in acciaio

La verifica della sicurezza nei riguardi degli stati limite di esercizio si esprime controllando aspetti di funzionalità e stato tensionale.

3.5.2.1 SPOSTAMENTI LATERALI

Negli edifici i valori limite per gli spostamenti laterali alla sommità delle colonne per le combinazioni caratteristiche delle azioni sono indicati in Tab. 4.2.XIII (Δ spostamento in sommità; δ spostamento relativo di piano – Fig. 4.2.4) e valutati in funzione degli effetti sugli elementi portati, della qualità del comfort richiesto alla costruzione, delle eventuali implicazioni di una eccessiva deformabilità sul valore dei carichi agenti.

Tab. 4.2.XIII - Limiti di deformabilità per costruzioni ordinarie soggette ad azioni orizzontali

Tipologia dell'edificio	Limiti superiori per gli spostamenti orizzontali	
	$\frac{\delta}{h}$	$\frac{\Delta}{H}$
Edifici industriali monopiano senza carro-ponte	$\frac{1}{150}$	/
Altri edifici monopiano	$\frac{1}{300}$	/
Edifici multipiano	$\frac{1}{300}$	$\frac{1}{500}$

In caso di specifiche esigenze tecniche e/o funzionali tali limiti devono essere opportunamente ridotti.

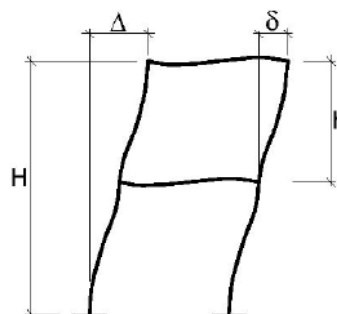


Fig. 4.2.4 - Definizione degli spostamenti orizzontali per le verifiche in esercizio

3.5.2.2 SPOSTAMENTI VERTICALI

Il valore totale dello spostamento ortogonale all'asse dell'elemento è definito come:

$$\delta_{tot} = \delta_1 + \delta_2$$

$$\delta_{max} = \delta_{tot} - \delta_c = (\delta_1 + \delta_2) - \delta_c$$

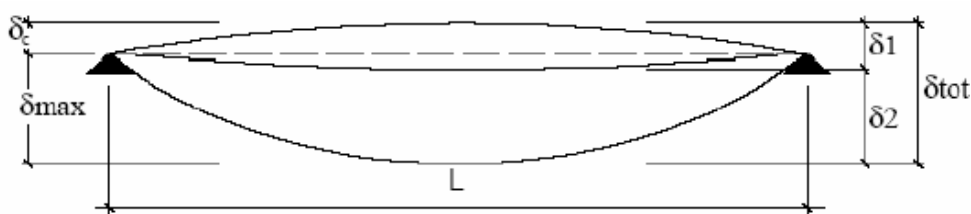
Essendo:

δ_c la monta iniziale della trave

δ_1 lo spostamento elastico dovuto ai carichi permanenti

δ_2 lo spostamento elastico dovuto ai carichi variabili

δ_{max} lo spostamento nello stato finale, depurato dalla monta iniziale



Definizione degli spostamenti verticali in esercizio

Nel caso di coperture, solai e travi di edifici ordinari, i valori limite di δ_{max} e δ_2 , riferiti alle combinazioni caratteristiche delle azioni, sono indicati nella Tab. 4.2.XII, dove L è la luce dell'elemento o, nel caso di mensole, il doppio dello sbalzo.

Tab. 4.2.XII - Limiti di deformabilità per gli elementi di impalcato delle costruzioni ordinarie

Elementi strutturali	Limiti superiori per gli spostamenti verticali	
	$\frac{\delta_{max}}{L}$	$\frac{\delta_2}{L}$
Coperture in generale	$\frac{1}{200}$	$\frac{1}{250}$
Coperture praticabili	$\frac{1}{250}$	$\frac{1}{300}$
Solai in generale	$\frac{1}{250}$	$\frac{1}{300}$
Solai o coperture che reggono intonaco o altro materiale di finitura fragile o tramezzi non flessibili	$\frac{1}{250}$	$\frac{1}{350}$
Solai che supportano colonne	$\frac{1}{400}$	$\frac{1}{500}$
Nei casi in cui lo spostamento può compromettere l'aspetto dell'edificio	$\frac{1}{250}$	

In caso di specifiche esigenze tecniche e/o funzionali tali limiti devono essere opportunamente ridotti.

4 MATERIALI

4.1 Calcestruzzo

R_{ck}	resistenza caratteristica cubica a compressione in N/mm^2
$f_{ck} = 0,83 \cdot R_{ck}$	resistenza caratteristica cilindrica a compressione in N/mm^2
$f_{cm} = f_{ck} + 8$	resistenza media cilindrica a compressione in N/mm^2
f_{ctm}	resistenza media a trazione semplice in N/mm^2
$f_{ctm} = 0,30 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2}$	per classi $\leq C50/60$
$f_{ctm} = 2,12 \cdot \ln\left(1 + \frac{f_{ctm}}{10}\right)$	per classi $> C50/60$
$f_{ctk,0,05} = 0,7 \cdot f_{ctm}$	valori caratteristici corrispondenti ai frattili 5% della resistenza a trazione
$f_{ctk,0,95} = 1,3 \cdot f_{ctm}$	valori caratteristici corrispondenti ai frattili 95% della resistenza a trazione
$f_{ctm} = 1,2 \cdot f_{ctm}$	resistenza a trazione per flessione in N/mm^2
$E_{cm} = 22.000 \cdot \left(\frac{f_{cm}}{10}\right)^{0,3}$	modulo elastico in N/mm^2
$\alpha = 1,2 \cdot 10^{-5}$	coefficiente di dilatazione termica lineare in $^{\circ}C^{-1}$
$\rho = 2.500 daN/m^3$	densità
$\alpha_{cc} = 0,85$	coefficiente riduttivo per le lunghe durate
$\gamma_c = 1,5$	coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo
$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{0,85 \cdot f_{ck}}{1,5}$	resistenza di calcolo a compressione
$f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{\gamma_c} = \frac{f_{ctk}}{1,5}$	resistenza di calcolo a trazione

I materiali e i prodotti adottati rispondono ai requisiti indicati nella normativa italiana D.M. del 17 gennaio 2018. Nella versione attuale il diagramma adottato è sempre quello con classi di resistenza inferiore a C50/60.

Il calcestruzzo segue il diagramma tensioni-deformazioni di tipo parabola-rettangolo, definito da un arco di parabola di secondo grado passante per l'origine, avente asse parallelo a quello delle tensioni, e da un segmento di retta parallelo all'asse delle deformazioni tangente alla parabola nel punto di sommità.

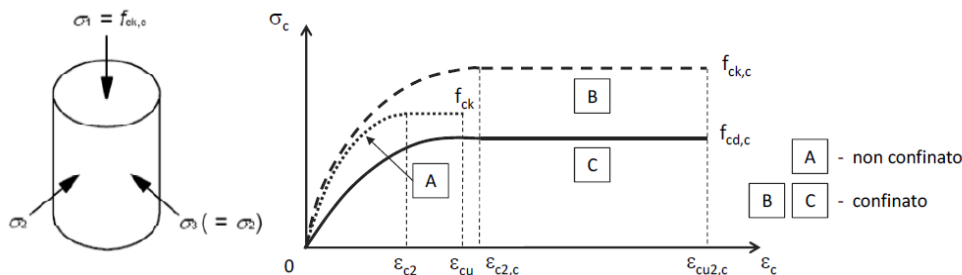


Diagramma tensione deformazione per il calcestruzzo

4.1.1 Calcestruzzo C30/37

R_{ck}	37 N/mm ²
f_{ck}	30 N/mm ²
$f_{ctk,0.05}$	2,0 N/mm ²
f_{cfm}	3,5 N/mm ²
E_c	33019 N/mm ²
ν	0÷0.20

4.2 Acciaio

4.2.1 Acciaio B450C

$f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$	tensione caratteristica di snervamento
$f_{tk} = 540 \text{ N/mm}^2$	tensione caratteristica di rottura
$E_s = 210.000 \text{ N/mm}^2$	modulo elastico
$\alpha = 1,2 \cdot 10^{-5}$	coefficiente di dilatazione termica lineare in °C ⁻¹
$\rho = 7.850 \text{ daN/m}^3$	densità
$(A_{gt})_k \geq 7,5\%$	allungamento
$\gamma_s = 1,15$	coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio
$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{f_{yk}}{1,15}$	resistenza di calcolo dell'acciaio riferita alla tensione di snervamento
$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{f_{yk}}{1,15} = 391,30 \text{ N/mm}^2$	

Per l'acciaio si adotta il diagramma tensioni-defomazioni del tipo elastico-perfettamente plastico indefinito:

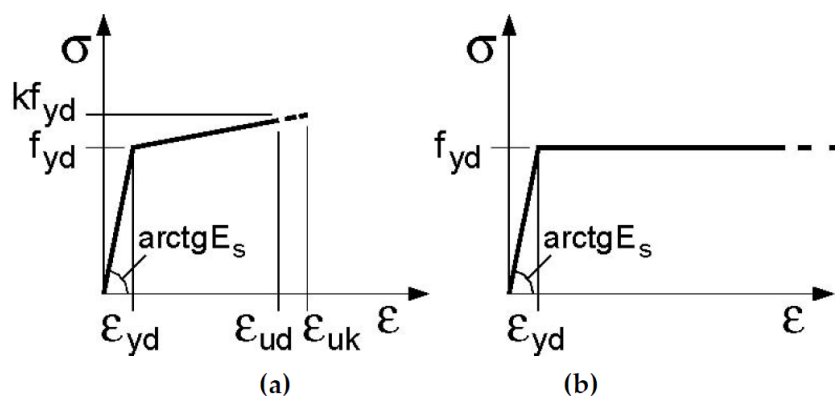


Diagramma tensione deformazione per l'acciaio

5 PARAMETRI GEOTECNICI

Con riferimento al paragrafo 6.2.2 delle NTC2018, data la modesta rilevanza dell'opera e considerato che l'intervento interessa lo strato più superficiale del terreno, riconducibile alla tipologia di terreno di riporto, i parametri geotecnici si assumono cautelativamente pari a:

- Angolo di attrito $\varnothing = 25^\circ$
- Peso volumico $\gamma = 15,6 \text{ kN/m}^3$
- Coesione $c = 0$

6 ANALISI CARICHI TORRI FARO

- Peso proprio torre faro: calcolato automaticamente
- Permanente non strutturale (Peso proprio proiettori): $n.4 \times 22.4 \text{ daN} = 90 \text{ daN}$
- Sovraccarico variabile (Portata massima piattaforma): 150 daN/m^2

6.1 Carico orizzontale del vento

6.1.1 Carico del vento sul fusto della torre

Considerato il sito in cui sono installati i proiettori, si procede al calcolo della pressione cinetica di picco del vento per elementi strutturali allungati indicato al capitolo G.10 della CNR-DT 207.

Area di ubicazione dell'edificio: 1 (Veneto)

Tempo di ritorno: 50 anni

Altitudine sul livello del mare: 2 m

Altezza fuori terra della torre faro: 21 m

Parametri derivati da area di ubicazione (tab. 3.3.I) e categoria di esposizione del sito (tab. 3.3.II):

$V_{b,0}$ (Velocità media del vento): 25 m/s

a_0 (Altitudine media): 1000 m

k_a : 0.01 1/s

Velocità di riferimento: 25 m/s

Classificazione della costruzione: Corpi cilindrici

Classe di rugosità del terreno: C (Aree con ostacoli diffusi)

Categoria di esposizione del sito: II

k_r : 0.19

z0: 0.05 m

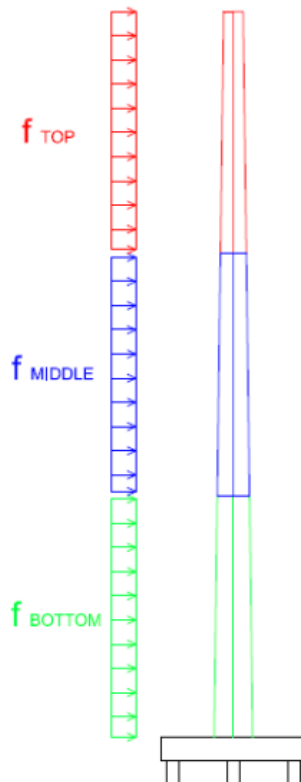
zmin: 4 m

Caratteristiche dell'intera torre:

Diametro medio della torre (m)	0.36
Pressione cinetica P di riferimento	390.63
Snellezza λ	55.17
Funzione ψ	0.8854

Caratteristiche singoli tronchi	Tronco di base	Tronco di sommità
Diametro medio	0.525 m	0.20 m
Coeff. di esposizione	1.93	2.62
Pressione vento	904.38 N/m ²	1226.17 N/m ²
Numero di Reynolds	875000	333333
Rapporto k/dm	0.00038	0.001
Coeff. di forza Cfx0	0.75402	0.75509
Coeff. di forza Cfx	0.66763	0.66858
Carico lineare vento	316.99 N/m	163.96 N/m

PRESSIONE AGENTE SUI FUSTI

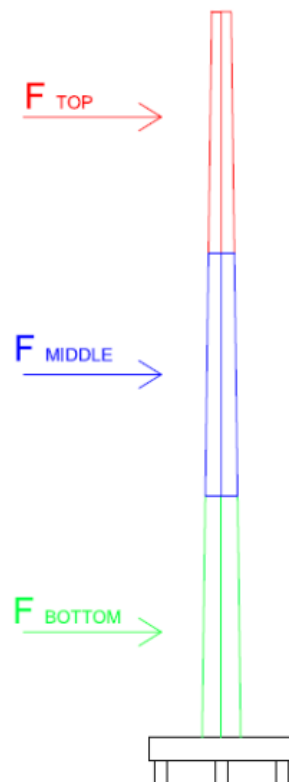


$$f_{TOP} = 163.96 \text{ N/m}$$

$$f_{MIDDLE} = \text{NaN N/m}$$

$$f_{BOTTOM} = 316.99 \text{ N/m}$$

AZIONE APPLICATA NEI BARICENTRI



$$F_{TOP} = 1639.6 \text{ N}$$

$$F_{MIDDLE} = \text{NaN N}$$

$$F_{BOTTOM} = 3169.9 \text{ N}$$

Al fine di considerare nel calcolo anche la superficie esposta al vento di scala e piattaforme di risalita si assumono i seguenti valori:

	Tronco di base	Tronco di sommità
Carico lineare vento	350 N/m	200 N/m

6.1.2 Carico del vento sui nuovi proiettori

Il carico del vento sui proiettori è considerato applicato in sommità e, in condizioni di esercizio, viene calcolato come segue:

$$Q_{V,proiettori} = P_V \cdot n \cdot A \cdot \sin \varphi \cdot S_{Cx}$$

Dove:

$P_V = 1226.17 \text{ N/m}^2$ pressione del vento in sommità (mediata sull'ultimo metro lineare di struttura)

$n = 4$ numero di proiettori da installare

$A = 0.49 \text{ m}^2$ massima superficie che il singolo proiettore espone al vento

φ angolo di inclinazione dei proiettori rispetto alla direzione del vento
(cautelativamente assunta pari a 90°)

$S_{Cx} = 1$ Coefficiente di forma del proiettore (in assenza di indicazioni da scheda tecnica si assume cautelativamente unitario)

Con tali assunzioni si ottiene:

$$Q_{V,proiettori} = 1226 \frac{\text{N}}{\text{m}^2} \cdot (4 \cdot 0.49 \cdot 1 \cdot 1) \text{ m}^2 = 2405 \text{ N}$$

6.2 Azione sismica

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE: 12.565
LATITUDINE: 45.6178

Ricerca per comune

REGIONE: Veneto
PROVINCIA: Venezia
COMUNE: Musile di Piave

Elaborazioni grafiche

Grafici spettri di risposta

Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche

Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito



Controllo sul reticolo

- Sito esterno al reticolo
- Interpolazione su 3 nodi
- Interpolazione corretta

Interpolazione: superficie rigata

La "Ricerca per comune" utilizza le coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

Individuazione del sito di riferimento

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_N info

Coefficiente d'uso della costruzione - c_U info

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) - V_R info

Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) - T_R info

Stati limite di esercizio - SLE	SLO - $P_{VR} = 81\%$	<input type="text" value="30"/>
	SLD - $P_{VR} = 63\%$	<input type="text" value="50"/>
Stati limite ultimi - SLU	SLV - $P_{VR} = 10\%$	<input type="text" value="475"/>
	SLC - $P_{VR} = 5\%$	<input type="text" value="975"/>

Elaborazioni

Grafici parametri azione

Grafici spettri di risposta

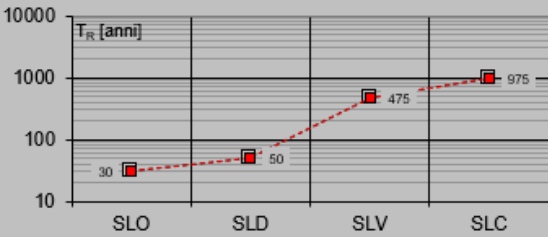
Tabella parametri azione

LEGENDA GRAFICO

--□-- Strategia per costruzioni ordinarie

-■- Strategia scelta

Strategia di progettazione



Area del grafico

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

Determinazione del periodo di riferimento

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
SLO	30	0.030	2.539	0.213
SLD	50	0.037	2.566	0.249
SLV	475	0.089	2.589	0.369
SLC	975	0.114	2.614	0.393

Tabella dei parametri sismici per i periodi di ritorno associati a ciascuno SL

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite
Stato Limite considerato: SLV info

Risposta sismica locale

Categoria di sottosuolo: C info $S_B =$ 1.500 $C_C =$ 1.459 info

Categoria topografica: T1 info $h/H =$ 0.000 $S_T =$ 1.000 info

(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

Compon. orizzontale

Spettro di progetto elastico (SLE) Smorzamento ξ (%) 5 $\eta =$ 1.000 info

Spettro di progetto inelastico (SLU) Fattore q_o 1 Regol. in altezza sì info

Compon. verticale

Spettro di progetto Fattore q 1 $\eta =$ 1.000 info

Elaborazioni

Grafici spettri di risposta ||>

Parametri e punti spettri di risposta ||>

Spettri di risposta

— Spettro di progetto - componente orizzontale
— Spettro di progetto - componente verticale
— Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1, $\xi = 5\%$)

INTRO
 FASE 1
 FASE 2
 FASE 3

Determinazione dello spettro di risposta

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.089 g
F_o	2.589
T_C^*	0.369 s
S_B	1.500
C_C	1.459
S_T	1.000
q	1.000

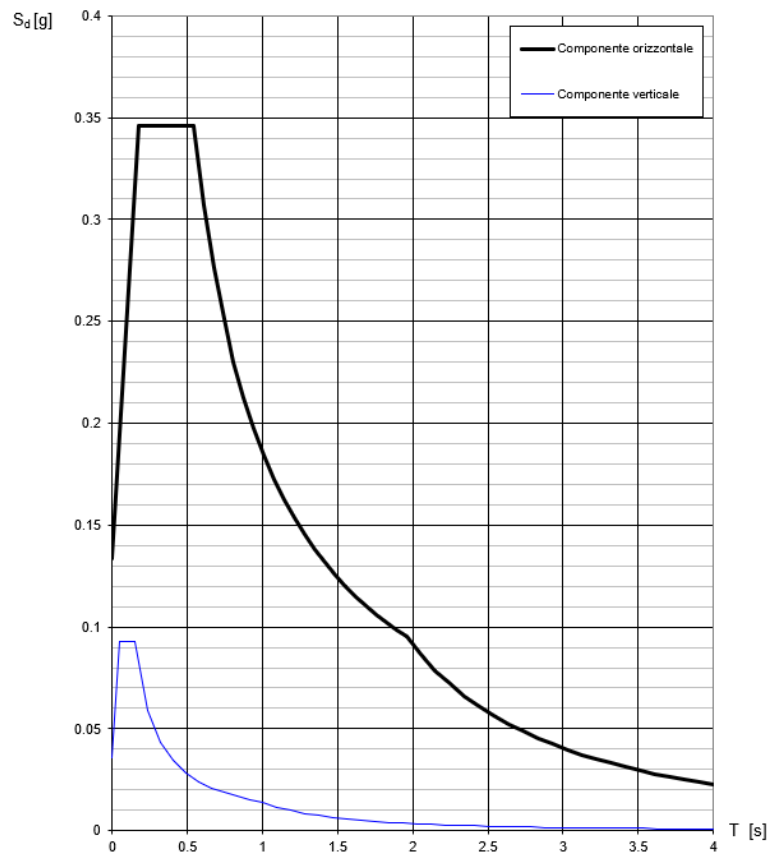
Parametri dipendenti

S	1.000
η	1.000
T_B	0.180 s
T_C	0.539 s
T_D	1.956 s

Punti dello spettro di risposta

T [s]	S_e [g]
0.000	0.134
T_B ← 0.180	0.346
T_C ← 0.539	0.346
0.606	0.307
0.674	0.277
0.741	0.251
0.809	0.230
0.876	0.213
0.944	0.197
1.011	0.184
1.079	0.173
1.146	0.163
1.214	0.153
1.281	0.145
1.349	0.138

Parametri dello spettro di risposta orizzontale per lo SLV

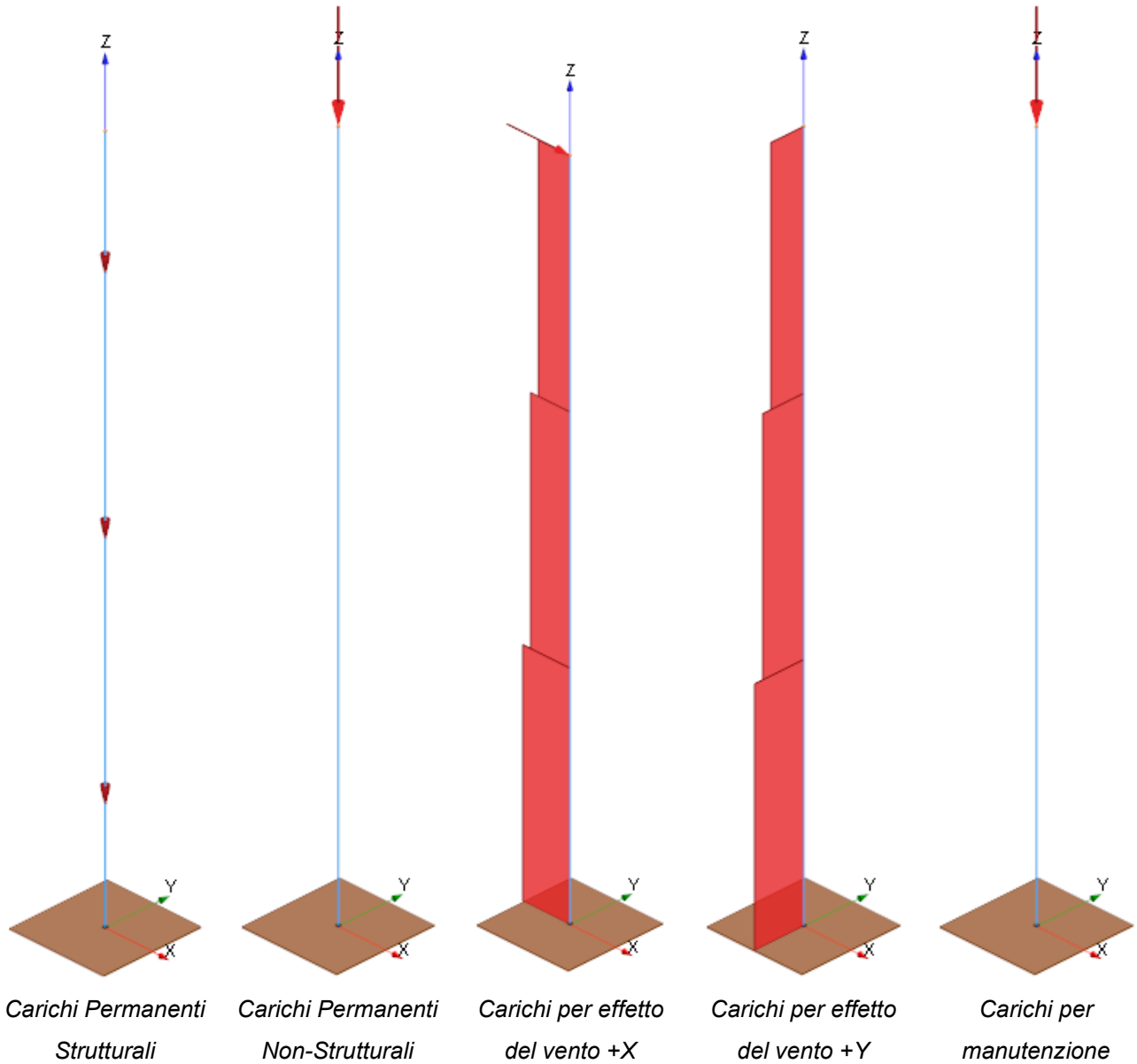


Spettro di risposta allo SLV

Le sollecitazioni indotte alla struttura dall'azione sismica risultano inferiori a quelle indotte dall'azione del vento. Pertanto considerato che le due azioni non vengono combinate, si assume l'azione del vento come azione determinante ai fini delle verifiche.

6.3 Carichi agenti sulla struttura

Si riportano i carichi agenti sulla struttura.



7 ANALISI CARICHI TRAVI FONDAZIONE

- Peso proprio travi incrociate: calcolato automaticamente
- Permanente non strutturale (Peso proprio blocco spogliatoio): 21000 kg/cad
- Sovraccarico variabile (Ambienti suscettibili di affollamento Cat. C): 300 daN/m²
- Carico neve: 80 daN/m²

7.1 Determinazione della k di winkler

Secondo Vesic la costante di sottofondo è determinata da:

$$k = [(1/B) \cdot E] / (1-\nu^2)$$

con:

$\nu = 0,3$ modulo di Poisson

$E = 21,8 \text{ kg/cm}^2$ modulo di elasticità

$B = 60 \text{ cm}$ lato della fondazione

$$k_w = \frac{E}{B(1-\nu^2)} = 0.40 \text{ kg/cm}^3$$

8 ANALISI CARICHI PLINTI RECINZIONE

8.1 Determinazione azione vento

Calcolo delle azioni del vento

Normativa di riferimento: Norme tecniche per le costruzioni D.M. 17 gennaio 2018 e Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti

Zona di ubicazione dell'edificio: 1 - Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (esclusa la Provincia di Trieste)

Classe di rugosità del terreno: C - Area con ostacoli diffusi (quali alberi, case, muri, recinzioni, ...); aree con rugosità non riconducibile alle Classi A, B, D (tab. 3.3.III)

Categoria di esposizione del sito: II

Parametri derivati (tab. 3.3.I):

$V_{b,0}$ (velocità base di riferimento al livello del mare): 25.00 <m/sec>

a_0 : 1000.00 <m>

K_s : 0.40

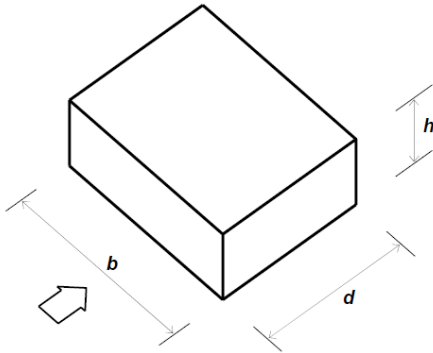
Parametri derivati (tab. 3.3.II):

K_r : 0.19

z_0 : 0.05 <m>

z_{min} : 4.00 <m>

Classificazione della costruzione: Edifici a pianta rettangolare con coperture piane, a falde, inclinate e curvilinee - Pareti verticali (C3.3.8.1.1)



a_s (altitudine sul livello del mare): 2.00 <m>
 T_r (tempo di ritorno): 50 anni
 V_b (velocità base di riferimento [3.3.1]): 25.00 <m/sec>
 c_a (coefficiente di altitudine [3.3.1.b]): 1.00
 V_r (velocità di riferimento [3.3.2]): 25.00 <m/sec>
 c_r (coefficiente di ritorno [3.3.3]): 1.00
 c_t (coefficiente topografico): 1.00
 q_r (pressione cinetica di riferimento): 39.06 <daN/mq>
 c_e (coefficiente di esposizione): 2.04
 c_d (coefficiente dinamico): 1.00
 h (altezza dell'edificio): 6.00 <m>
 b (dimensione in pianta ortogonale al flusso): 0.73 <m>
 d (profondità dell'edificio): 6.00 <m>

Coefficienti di pressione C_{pe} :
sopravento: 0.80
laterale: -0.90
sottovento: -0.50

Pressioni esterne:
sopravento fino a quota 0.73 <m>: 56.27 <daN/mq>
sopravento oltre la quota 0.73 <m>: 63.66 <daN/mq>
laterale: -71.62 <daN/mq>
sottovento: -39.79 <daN/mq>

Criteri di valutazione del C_{pi} (C3.3.8.5) riferiti a edifici aventi: Area con distribuzione uniforme di aperture

Coefficiente di pressione C_{pi} :
positivo: 0.20
negativo: -0.30

Pressioni interna:
positiva: 15.92 <daN/mq>
negativa: -23.87 <daN/mq>

Pressioni massimizzate (esterne+interne):
sopravento fino a quota 0.73 <m>: 80.14 <daN/mq>
sopravento oltre la quota 0.73 <m>: 87.54 <daN/mq>
laterale: -87.54 <daN/mq>
sottovento: -55.71 <daN/mq>

Trattandosi di una rete l'azione del vento viene assunta pari al 10% di quella che agirebbe su una superficie piena.

9 ANALISI CARICHI PLINTI CANCELLO

- Permanente non strutturale (Peso proprio cancello carrale): 200 kg/cad
- Permanente non strutturale (Peso proprio cancello pedonale): 90 kg/cad

9.1 Determinazione azione vento

Calcolo delle azioni del vento

Normativa di riferimento: Norme tecniche per le costruzioni D.M. 17 gennaio 2018 e Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti

Zona di ubicazione dell'edificio: 1 - Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (esclusa la Provincia di Trieste)

Classe di rugosità del terreno: C - Area con ostacoli diffusi (quali alberi, case, muri, recinzioni, ...); aree con rugosità non riconducibile alle Classi A, B, D (tab. 3.3.III)

Categoria di esposizione del sito: II

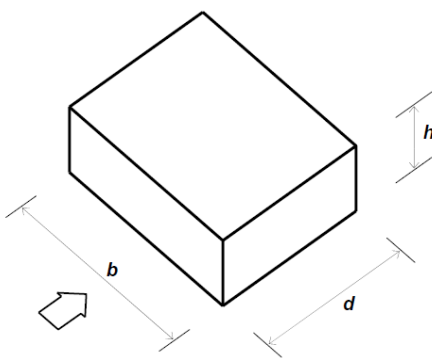
Parametri derivati (tab. 3.3.I):

$V_{b,0}$ (velocità base di riferimento al livello del mare): 25.00 <m/sec>
 a_0 : 1000.00 <m>
 K_s : 0.40

Parametri derivati (tab. 3.3.II):

K_r : 0.19
 z_0 : 0.05 <m>
 z_{min} : 4.00 <m>

Classificazione della costruzione: Edifici a pianta rettangolare con coperture piane, a falde, inclinate e curvilinee - Pareti verticali (C3.3.8.1.1)



a_s (altitudine sul livello del mare): 2.00 <m>
 T_r (tempo di ritorno): 50 anni
 V_b (velocità base di riferimento [3.3.1]): 25.00 <m/sec>
 c_a (coefficiente di altitudine [3.3.1.b]): 1.00
 V_r (velocità di riferimento [3.3.2]): 25.00 <m/sec>
 c_r (coefficiente di ritorno [3.3.3]): 1.00
 c_t (coefficiente topografico): 1.00
 q_r (pressione cinetica di riferimento): 39.06 <daN/mq>
 c_e (coefficiente di esposizione): 1.80
 c_d (coefficiente dinamico): 1.00
 h (altezza dell'edificio): 2.20 <m>

b (dimensione in pianta ortogonale al flusso): 0.60 <m>
d (profondità dell'edificio): 2.20 <m>

Coefficienti di pressione C_{pe} :

sopravento: 0.80
laterale: -0.90
sottovento: -0.50

Pressioni esterne:

sopravento fino a quota 0.60 <m>: 56.27 <daN/mq>
sopravento oltre la quota 0.60 <m>: 56.27 <daN/mq>
laterale: -63.30 <daN/mq>
sottovento: -35.17 <daN/mq>

Criteri di valutazione del C_{pi} (C3.3.8.5) riferiti a edifici aventi: Area con distribuzione uniforme di aperture

Coefficiente di pressione C_{pi} :

positivo: 0.20
negativo: -0.30

Pressioni interna:

positiva: 14.07 <daN/mq>
negativa: -21.10 <daN/mq>

Pressioni massimizzate (esterne+interne):

sopravento fino a quota 0.60 <m>: 77.37 <daN/mq>
sopravento oltre la quota 0.60 <m>: 77.37 <daN/mq>
laterale: -77.37 <daN/mq>
sottovento: -49.23 <daN/mq>

Trattandosi di una recinzione l'azione del vento viene assunta pari al 10% di quella che agirebbe su una superficie piena.

10 ANALISI CARICHI POMPA DI CALORE

Peso proprio pompa di calore: 1505 kg

10.1 Azioni alla base

NR. COMMESSA	0075-2023
MUSILE DI PIAVE	

CARATTERISTICHE TECNICHE CONTENITORE

Lunghezza [m]	3.40
Altezza massima [m]	2.10
Peso a vuoto [daN]	1505
Peso a pieno carico [daN]	1505
Nr. Piedi di appoggio	4
Distanza fra i piedi [m]	1.90
Altezza piedi [m]	0.30

ANALISI SISMICA

Massa complessiva - wa [daN]	1505.00
Fattore di struttura - qa	1.00
Coefficiente C1 - strutture non a telaio	0.05
Periodo contenitore - Ta [s]	0.087
Spettro Sa - da programma CSLLPP	0.236
Forzante sismica Fa [daN]	355.62
Altezza baricentro contenitore ha [m]	1.20
Momento ribaltante sisma [daNm]	426.75
Trazione massima singolo piede [daN]	-263.948
Taglio alla base singolo piede - Fv,Ed [daN]	88.91
Azione assiale su singolo piede [daN] - COMPRESSIONE	488.55

SOLLECITAZIONI BASE SINGOLO PIEDE - SISMA

Compressione da momento ribaltante sisma [daN]	489
Trazione da momento ribaltante sisma [daN]	-264
Taglio alla base sisma dir. X [daN]	89
Taglio alla base sisma dir. Y [daN]	89

11 ANALISI CARICHI PLATEA MINIDEPURATORE

Peso massimo considerato: 40000 kg

12 COMBINAZIONI DI CARICO

12.1 Combinazioni di carico palo in elevazione

Le verifiche strutturali che saranno condotte sono le seguenti:

- a) Verifica di resistenza allo Stato Limite Ultimo (SLU);
- b) Verifiche agli stati limite di esercizio (SLE).

In accordo al §2.5.3 delle NTC 2018, ai fini delle verifiche degli stati limite si attribuiscono le seguenti combinazioni delle azioni:

Ai fini delle verifiche degli stati limite, si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni.

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.1]$$

- Combinazione caratteristica, cosiddetta rara, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.2]$$

- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.3]$$

- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.4]$$

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad [2.5.5]$$

- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali A:

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad [2.5.6]$$

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj} \quad [2.5.7]$$

Nelle combinazioni si intende che vengano omissi i carichi Q_{kj} che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi G_2 .

I valori da assumersi per i coefficienti di combinazione ψ_{0j} , ψ_{1j} e ψ_{2j} e i coefficienti parziali di sicurezza γ_{G1} , γ_{G2} e γ_{Qi} sono forniti rispettivamente dalle Tab. 2.5.I e Tab. 2.6.I seguenti.

Tab. 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria/Azione variabile	Ψ_{0j}	Ψ_{1j}	Ψ_{2j}
Categoria A - Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B - Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C - Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D - Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E – Aree per immagazzinamento, uso commerciale e uso industriale Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F - Rimesse , parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G – Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H - Coperture accessibili per sola manutenzione	0,0	0,0	0,0
Categoria I – Coperture praticabili	da valutarsi caso per caso		
Categoria K – Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)			
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

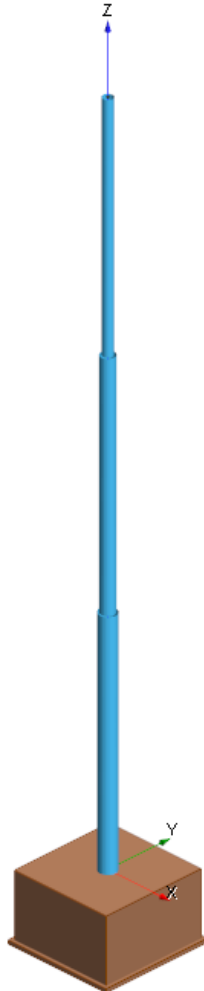
Tab. 2.6.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

		Coefficiente	EQU	A1	A2
		γ_F			
Carichi permanenti G_1	Favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

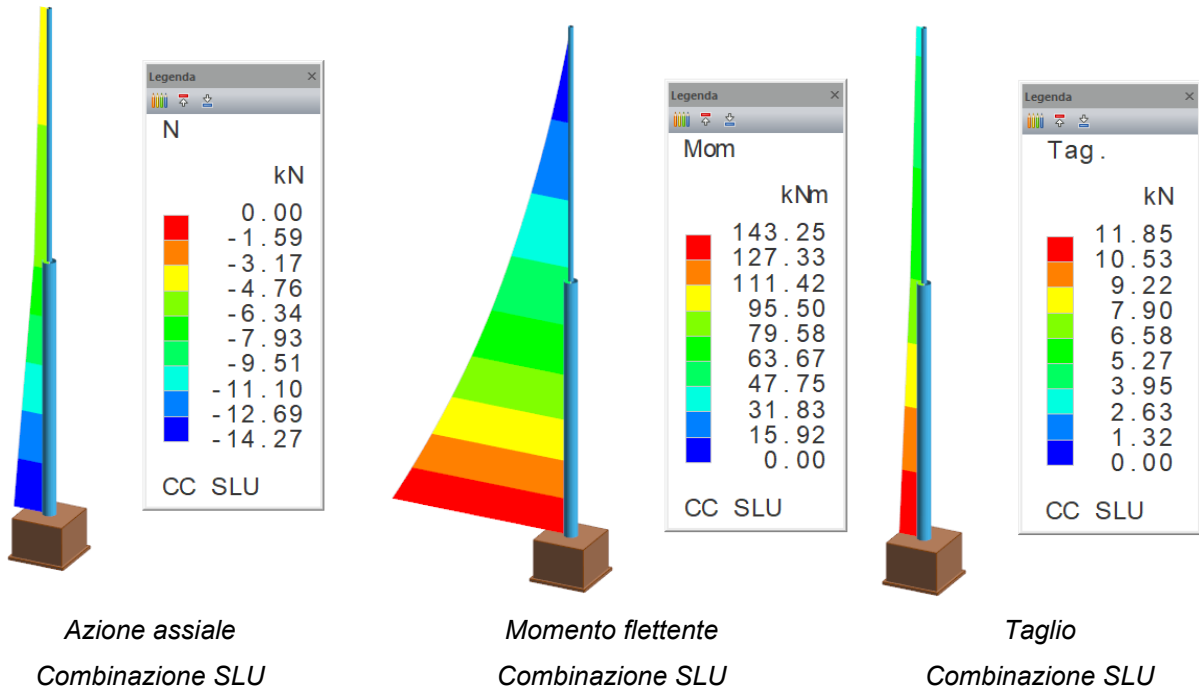
13 VERIFICHE PLINTO TORRE FARO

Il modello di calcolo agli elementi finiti utilizzato per l'implementazione dei carichi e le relative verifiche è il seguente. Il fusto è modellato come elemento beam.



Modello di calcolo agli elementi finiti

13.1 Azioni sollecitanti agli Stati Limite Ultimi



13.1 Spostamenti allo Stato Limite di Esercizio

Lo spostamento massimo in sommità risulta contenuto nel limite di spostamento pari al 5% dell'altezza fuori terra

$$\delta_{\text{limite}} = 0,05 \cdot 2000 \text{ cm} = 100 \text{ cm}$$

$$\delta_{\text{max}} = 59 \text{ cm}$$

$$\delta_{\text{max}} = 59 \text{ cm} < 100 \text{ cm} \rightarrow \text{VERIFICATO}$$

13.2 Verifiche del plinto di fondazione

13.2.1 Verifica della capacità portante del terreno

Azioni sfavorevoli	u.d.m.	CC _{SLE}
Peso proprio della fondazione (G_1)	kN	181.5
Peso proprio della torre (G_1)	kN	8.2
Peso proprio dei proiettori (G_2)	kN	0.9
Carico di manutenzione (Q)	kN	1.5
$N_{Ed,SLE}$	kN	192.1

Il momento alla base del plinto vale $M_{Ed,SLU} = 143.25 \text{ KNm} + 11.85 \text{ KN} \cdot 1.50 \text{ m} = 161.03 \text{ KNm}$. Tale valore è già comprensivo del fattore di amplificazione di 1,5.

Pertanto l'eccentricità risulta $e = \frac{M_{SLU}}{N} = \frac{161.03 \text{ KNm}}{192.1 \text{ KN}} = 0.83 \text{ m}$

$$B' = B - 2 \cdot e_B = 2.5 \text{ m} - 2 \cdot 0.83 \text{ m} = 0.84 \text{ m}$$

$$L' = L - 2 \cdot e_L = 2.5 \text{ m} - 2 \cdot 0.00 \text{ m} = 2.50 \text{ m}$$

Mentre l'azione assiale alla base amplificata allo SLU vale:

$$N_{Ed,SLU} = \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_Q \cdot Q = 1.3 \cdot G_1 + 1.5 \cdot G_2 + 1.5 \cdot Q = 250.21 \text{ KN}$$

che ripartita sulla superficie d'appoggio in presenza di vento fornisce:

$$250.21 \text{ KN} / (0.84 \cdot 2.50) = 119.15 \text{ KN/m}^2$$

Le verifiche di capacità portante sono eseguite secondo approccio 2 (A1+M1+R3).

Il carico limite viene calcolato mediante la formula di Brinch-Hansen, considerando un angolo di attrito interno di $\phi = 25^\circ$ ed una massa volumica $\gamma = 16.5 \text{ kN/m}^3$.

I fattori di capacità portante sono i seguenti:

- $N_q = e^{\pi \cdot \tan \phi} \cdot \tan^2(\pi/4 + \phi'/2) = 10.66$
- $N_\gamma = 2(N_q + 1) \cdot \tan \phi' = 10.88$
- $s_q = 1 + (B/L) \cdot \tan(\phi') = 1.11$
- $s_\gamma = 1 - 0.4 (B/L) = 0.91$

Trascurando a favore di sicurezza i contributi del terzo termine la capacità portante risulta:

$$Q_{lim} = 1/2 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot (d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma) + \gamma \cdot D \cdot N_q \cdot s_q \cdot (d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q)$$

$$Q_{lim} = (1/2 \cdot 16.5 \text{ KN/m}^3 \cdot 2.50 \text{ m} \cdot 10.88 \cdot 0.91 \cdot 1 + 16.5 \text{ KN/m}^3 \cdot 1.5 \text{ m} \cdot 10.66 \cdot 1.11 \cdot 1) = 497.06 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_{lim} / \gamma_R = 497.06 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} / 2.3 = 216.1 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \geq 119.15 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

Pertanto la capacità portante del sistema terreno-fondazione risulta verificata.

13.2.1 Verifica a scorrimento

Con riferimento al paragrafo 6.4.2.1 delle Norme Tecniche delle Costruzioni, le verifiche allo Stato Limite Ultimo per scorrimento (GEO) devono essere effettuate applicando la combinazione (A1+M1+R3) di coefficienti parziali prevista dall'Approccio 2, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.4.I; riportate di seguito:

Tab. 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1}

Tab. 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	γ_c	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_γ	γ_γ	1,0	1,0

Tab. 6.4.I – Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali

Verifica	Coefficiente parziale (R3)
Carico limite	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$

L'azione che induce scorrimento sul piano di posa coincide con il taglio alla base trasmesso dalla struttura alla fondazione stessa.

Per applicare i coefficienti parziali sulle azioni (A1) si prendono in considerazione direttamente le azioni valutate allo SLU, che risultano già opportunamente amplificate.

Dall'analisi risulta che l'azione che induce scorrimento del plinto in condizioni SLU è pari a:

Azioni sfavorevoli	u.d.m.	CC _{SLU}
S_{Ed} = Taglio alla base (Q) allo SLU	kN	11.85

Per il calcolo della resistenza a scorrimento si considerano i seguenti contributi opportunamente combinati con i relativi coefficienti parziali riduttivi, come segue:

$$N_{Ed} = \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_Q \cdot Q = 1.0 \cdot G_1 + 0.8 \cdot G_2 + 0.0 \cdot Q$$

La resistenza a scorrimento è data dalla seguente espressione, che trascurando il contributo coesivo risulta:

$$S_{Rd} = \frac{1}{\gamma_R} \left(\frac{c'_k}{\gamma_{c'}} \cdot B \cdot L' + N_{Ed} \cdot \tan \frac{\varphi'_k}{\gamma_{\varphi'}} \right) = \frac{1}{\gamma_R} \left(N_{Ed} \cdot \tan \frac{\varphi'_k}{\gamma_{\varphi'}} \right) = \frac{1}{1.1} \left(N_{Ed} \cdot \tan \frac{25^\circ}{1.0} \right)$$

Contributi favorevoli	u.d.m.	CC _{SLU}
Peso proprio della fondazione (G_1)	kN	181.5
Peso proprio della torre (G_1)	kN	8.1
N_{Ed}	kN	189.6
S_{Rd}	kN	66.15

Quindi il rapporto tra S_{Rd} e S_{Ed} nei diversi scenari è il seguente:

$$S_{Rd}/S_{Ed} = 66.15 \text{ KN} / 11.85 \text{ KN} = \mathbf{5.58 \geq 1.00 \rightarrow VERIFICATO}$$

13.2.2 Verifica a ribaltamento

Con riferimento al paragrafo 6.2.4.1.1 delle Norme Tecniche, la tabella 6.2.I definisce per le verifiche agli Stati Limite Ultimi di equilibrio (EQU) i seguenti coefficienti di sicurezza:

Tab. 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti G_2 ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1}

Ai fini del calcolo si assume per la fondazione un'altezza $H=1.50$ m e una base a contatto col terreno di impronta (BxL) pari a 2.50×2.50 m.

Per la stima del momento stabilizzante si assumono i seguenti contributi favorevoli da assoggettare ai rispettivi coefficienti ricavati dalla tabella 6.2.1:

Contributi stabilizzanti	u.d.m.	CC_{SLE}
Peso proprio della fondazione (G_1)	kN	181.5
Peso proprio della torre (G_1)	kN	8.1
Peso proprio delle attrezzature (G_2)	kN	0.9

Per la stima del momento ribaltante si assumono le seguenti azioni calcolate agli SLU e pertanto già amplificate degli opportuni coefficienti γ_F :

Azioni ribaltanti	u.d.m.	CC_{SLU}
Momento alla base (Q)	kNm	143.25
Taglio alla base (Q)	kN	11.85

Considerando la direzione di carico che massimizza l'azione ribaltante, il braccio con cui il peso concentrato genera il momento stabilizzante risulta pari a $\frac{B}{2} = 1.25$ m.

Pertanto il momento resistente della fondazione risulta:

$$M_{Stab} = \frac{B}{2} (\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_Q \cdot Q)$$

$$M_{Stab} = 1.25 \text{ m} (0.9 \cdot 189.6 \text{ KN} + 0.8 \cdot 0.9 \text{ KN} + 0.0 \text{ KN}) \cong 214.2 \text{ KNm}$$

E di seguito il momento ribaltante:

$$M_{Rib} = M_{SLU} + V_{SLU} \cdot H$$

$$M_{Rib} = 143.25 \text{ KNm} + 11.85 \text{ KN} \cdot 1.50 \text{ m} = 161.03 \text{ KNm}$$

Il rapporto tra M_{Stab} e M_{Rib} nei diversi scenari è il seguente:

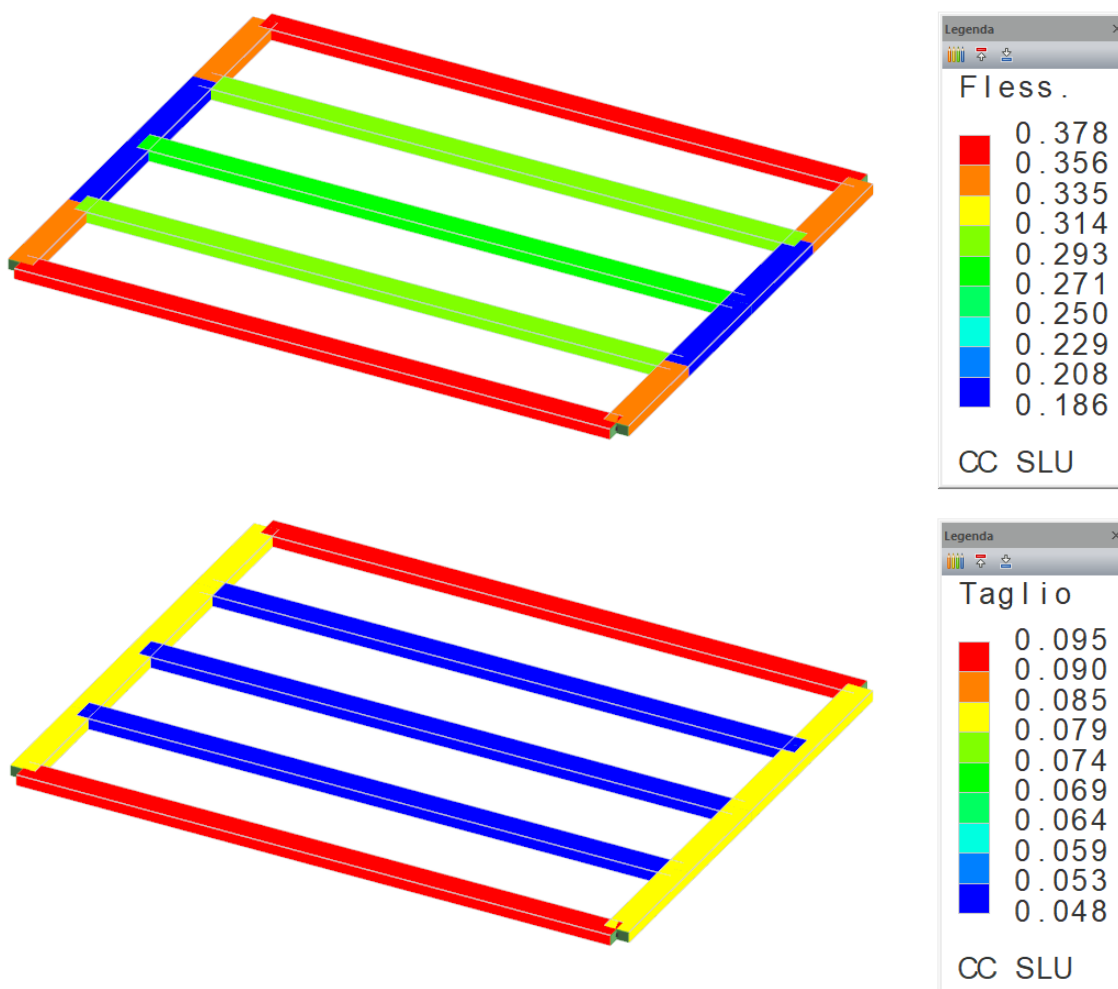
$$M_{Stab}/M_{Rib} = 214.2 \text{ KNm} / 161.03 \text{ KNm} = \mathbf{1.33} \geq \mathbf{1.00} \rightarrow \mathbf{VERIFICATO}$$

La verifica al ribaltamento risulta soddisfatta.

14 VERIFICHE TRAVI FONDAZIONE

La verifica viene condotta secondo quanto previsto dalle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC2018) per elementi in c.a. e opere di fondazione, in condizioni statiche e sismiche, assumendo proprietà dei materiali e carichi esposti in precedenza. Le proprietà d'armatura sono desunte da progetto simulato in accordo alle norme dell'epoca. Le travi di fondazione sono state modellate come elementi beam, con comportamento del terreno alla Winkler.

14.1 Tassi di sfruttamento travi di fondazioni



Tassi di sfruttamento pareti in c.a. – Combinazione allo SLU

A titolo esemplificativo si riporta il dettaglio delle verifiche dell'elemento più sollecitato.

14.2 Verifiche strutturali fondazione

Simbologia

Δ_{sm}	=Distanza media tra le fessure
$\Delta\%$	=Incremento percentuale sicurezza
Φ_{eq}	=Diametro equivalente delle barre
ϵ_{sm}	=Deformazione unitaria media dell'armatura (*1000)
σ_c	=Tensione nel calcestruzzo
$\sigma_f \text{ inf}$	=Tensione nel ferro - inferiore
$\sigma_f \text{ sup}$	=Tensione nel ferro - superiore
σ_{fdd}	=Tensione di distacco della fibra di estremità (modo 1)
σ_s	=Tensione nell'acciaio nella sezione fessurata
$A_{c \text{ eff}}$	=Area di calcestruzzo efficace
A_s	=Area complessiva dei ferri nell'area di calcestruzzo efficace
AfE I	=Area di ferro effettiva totale presente nel punto di verifica, inferiore
AfE S	=Area di ferro effettiva totale presente nel punto di verifica, superiore
AfE	=Area di ferro effettiva della staffatura (d'anima per travi a T o L)
St.	
AfEP I	=Area di ferro effettiva parziale presente nella CC considerata, per la sollecitazione indicata, inferiore
AfEP S	=Area di ferro effettiva parziale presente nella CC considerata, per la sollecitazione indicata, superiore
B	=Base
CC	=Combinazione delle condizioni di carico elementari
c	= momento fittizio in campata
a	= momento fittizio agli appoggi
T	= momento traslato per taglio
e	= eccentricità aggiuntiva in caso di compressione o pressoflessione
TG	= taglio da gerarchia delle resistenze
TGND	= taglio non dissipativo limitante la gerarchia
TG (Li)	= taglio da gerarchia delle resistenze, limite inferiore
TG (Ls)	= taglio da gerarchia delle resistenze, limite superiore
Caso	=Caso di verifica
Cf inf	=Copriferro inferiore
Cf sup	=Copriferro superiore
Cls	=Tipo di calcestruzzo
El	=Elemento (asta) in cui viene effettuato il progetto/verifica (progressivo sul numero di aste)
Fcd	=Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo
Fck	=Resistenza caratteristica cilindrica a compressione del calcestruzzo
Fctd	=Resistenza di calcolo a trazione del calcestruzzo
Fctk	=Resistenza caratteristica a trazione del calcestruzzo
Fyd	=Resistenza di calcolo dell'acciaio
Fyk	=Tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio
H	=Altezza
K ₂	=Coefficiente per distribuzione deformazioni
Lung.	=Lunghezza del tratto di progettazione
MR _{dy}	=Momento resistente allo stato limite ultimo intorno all'asse Y
My	=Momento flettente intorno all'asse Y
Sez.	=Numero della sezione
Sic.	=Sicurezza
Staff	=Staffatura adottata
.	
TCC	=Tipo di combinazione di carico
SLU	= Stato limite ultimo
SLE R	= Stato limite d'esercizio, combinazione rara
SLE F	= Stato limite d'esercizio, combinazione frequente
SLE Q	= Stato limite d'esercizio, combinazione quasi permanente
Tipo	=Tipologia
R	= Rettangolare
Tp	=Tipo di acciaio
VRcd	=Taglio ultimo lato calcestruzzo
VRsd	=Taglio ultimo lato armatura
Vrdu	=Taglio ultimo resistente
Vsdu	=Taglio agente nella direzione del momento ultimo
Wk	=Ampiezza caratteristica delle fessure
X	=Coordinata progressiva rispetto al nodo iniziale
X0	=Coordinata progressiva (dal nodo iniziale) dell'inizio del tratto
X1	=Coordinata progressiva (dal nodo iniziale) della fine del tratto
Xg	=Coordinata progressiva (dal primo nodo) in cui viene effettuato il progetto/verifica
bw	=Larghezza membratura resistente al taglio

c =Ricoprimento dell'armatura
ctgθ =Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di calcestruzzo
s =Distanza massima tra le barre

Caratteristiche delle sezioni e dei materiali utilizzati

Sez.	Tipo	B <cm>	H <cm>	Cf sup <cm>	Cf inf <cm>	Cls	Fck <daN/cm²>	Fctk <daN/cm²>	Fcd <daN/cm²>	Fctd <daN/cm²>	TP	Fyk <daN/cm²>	Fyd <daN/cm²>
1R		60.00	25.00	5.00	5.00	C30/37	307.10	20.59	174.02	13.73	B450C	4500.00	3913.04

Stato limite ultimo - Verifiche a flessione/pressoflessione

Xg <m>	CC	TCC	El	X <cm>	AfE S <cmq>	AfE I <cmq>	AfEP S <cmq>	AfEP I <cmq>	My <daNm>	MRdy <daNm>	Sic.
0.00	1	SLU	1	0.00	4.02	4.02	4.02	4.02	409.42	3395.58	8.294
12.86	1	SLU	1	1285.71	4.02	4.02	4.02	4.02	-1282.10	-3395.58	2.648
15.00	1	SLU	1	1500.00	4.02	4.02	4.02	4.02	409.41	3395.58	8.294

Stato limite d'esercizio - Verifiche tensionali

Xg <m>	CC	TCC	El	X <cm>	AfE S <cmq>	AfE I <cmq>	My <daNm>	σ _f sup <daN/cm²>	σ _f inf <daN/cm²>	σ _c <daN/cm²>
0.00	2	SLE R	1	0.00	4.02	4.02	275.75	-9.27	378.13	9.23
0.00	4	SLE Q	1	0.00	4.02	4.02	21.00	-0.71	28.80	0.70
12.86	2	SLE R	1	1285.71	4.02	4.02	-872.38	1196.27	-29.31	29.19
12.86	4	SLE Q	1	1285.71	4.02	4.02	-132.65	181.89	-4.46	4.44
15.00	2	SLE R	1	1500.00	4.02	4.02	275.74	-9.27	378.12	9.23
15.00	4	SLE Q	1	1500.00	4.02	4.02	21.00	-0.71	28.80	0.70

Stato limite d'esercizio - Verifiche a fessurazione

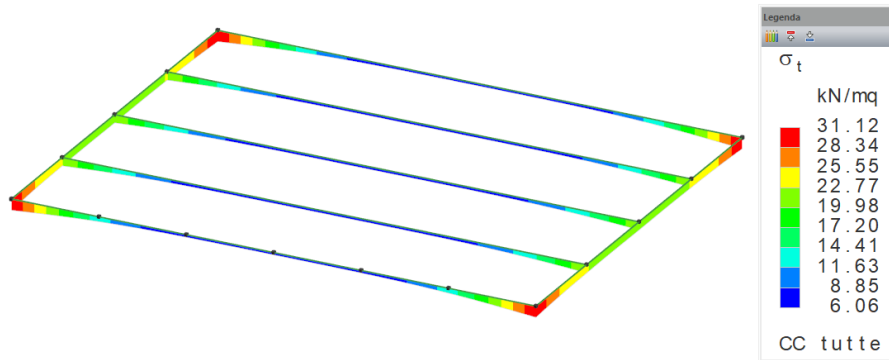
Caso	Xg <m>	CC	TCC	El	Sez.	X <cm>	My <daNm>	c <mm>	s <mm>	K ₂	Φ _{eq}	Δ _{sm} <mm>	A _s <cmq>	A _c eff <cmq>	σ _s <daN/cm²>	ε _{sm}	Wk <mm>
4	0.00	4	SLE Q	1	1	0.00	21.00	42.00	514.00	0.50	16.00	240.30	4.02	392.82	28.80	0.01	0.00
6	0.00	3	SLE F	1	1	0.00	33.74	42.00	514.00	0.50	16.00	240.30	4.02	392.82	46.27	0.01	0.01
9	12.86	4	SLE Q	1	1	1285.71	-132.65	42.00	514.00	0.50	16.00	240.30	4.02	392.82	181.89	0.05	0.02
10	12.86	3	SLE F	1	1	1285.71	-169.56	42.00	514.00	0.50	16.00	240.30	4.02	392.82	232.51	0.07	0.03
13	15.00	4	SLE Q	1	1	1500.00	21.00	42.00	514.00	0.50	16.00	240.30	4.02	392.82	28.80	0.01	0.00
15	15.00	3	SLE F	1	1	1500.00	33.74	42.00	514.00	0.50	16.00	240.30	4.02	392.82	46.27	0.01	0.01

Stato limite ultimo - Verifiche a taglio

CC	X0 <m>	X1 <m>	Lung. <m>	Staff.	AfE St. <cmq/m>	bw <cm>	Vsdu <daN>	ctgθ	VRsd <daN>	VRcd <daN>	Vrdu <daN>	Sic.	
1	SLU	0.06	0.31	0.25	ø10/15 2 br.	10.47	0.60	1749.79	2.50	18439.80	32404.30	18439.80	10.538
1	SLU	0.31	14.69	14.38	ø10/15 2 br.	10.47	0.60	1428.66	2.50	18439.80	32404.30	18439.80	12.907
1	SLU	14.69	14.94	0.25	ø10/15 2 br.	10.47	0.60	1749.84	2.50	18439.80	32404.30	18439.80	10.538

Come si evince dai tassi di sfruttamento, ovunque inferiori all'unità, le verifiche strutturali sugli elementi di fondazione risultano interamente soddisfatte.

14.3 Verifica della capacità portante



Pressioni sul terreno σ_t – Involuppo tutte le combinazioni

Le verifiche di capacità portante sono eseguite secondo approccio 2 (A1+M1+R3).

I fattori di capacità portante sono i seguenti:

$$N_q = e^{\pi \tan \varphi'} \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi'}{4} \right) = 10.66$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \varphi' = 10.88$$

$$s_q = 1 + \frac{B}{L} \tan \varphi' = 1.02$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \frac{B}{L} = 0.98$$

Considerando una dimensione minima pari a $B = 0.6$ m e assumendo inoltre unitari:

- fattori di profondità $d_\gamma = d_q = d_\gamma = 1$
- fattori di inclinazione del carico $i_\gamma = i_q = i_\gamma = 1$
- fattori di inclinazione della base $b_\gamma = b_q = b_\gamma = 1$
- fattori di inclinazione del piano campagna $g_\gamma = g_q = g_\gamma = 1$

Trascurando a favore di sicurezza i contributi del terzo termine la capacità portante risulta:

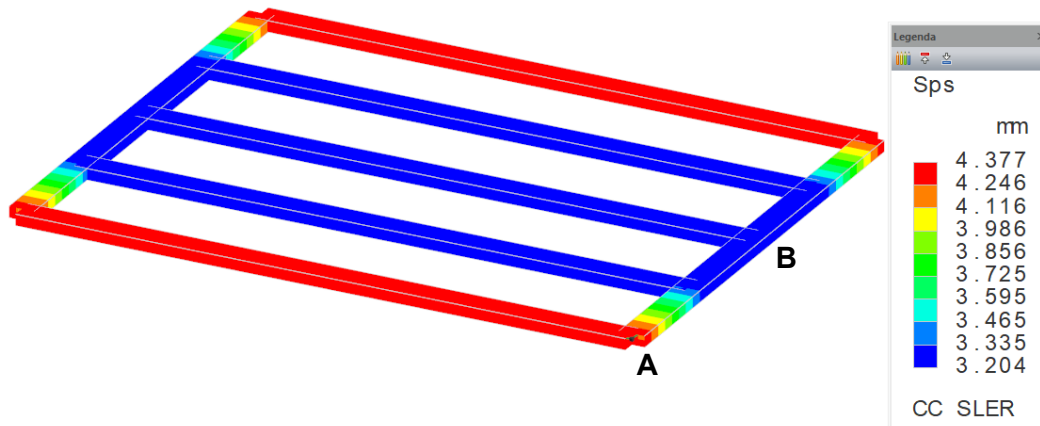
$$Q_{lim} = \frac{1}{2} \gamma B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma + \gamma D \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + \overbrace{c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c}^0$$

$$= \frac{1}{2} \gamma B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot \overbrace{(d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma)}^1 + \gamma D \cdot N_q \cdot s_q \cdot \overbrace{(d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q)}^1 = 151.75 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_{lim} / \gamma_R = 151.75 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} / 2.3 = 65.98 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \geq 31.12 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

Pertanto la capacità portante del sistema terreno-fondazione risulta verificata.

14.4 Verifica dei cedimenti



Cedimenti in Combinazione rara SLE [mm]

La massima distorsione angolare si riscontra in corrispondenza della trave evidenziata nell'immagine precedente, dove il massimo cedimento differenziale assume valore

$$\frac{w}{L} = \delta_A - \delta_B = (4.377 - 3.204) \text{ mm} = 1.173 \text{ mm}$$

che rapportato alla mutua distanza tra i due punti A e B pari a 5.90 m, attesta la distorsione angolare su valori sensibilmente inferiori all'1 per mille:

$$\frac{w}{L} = \frac{\delta_A - \delta_B}{L} = \frac{1.173}{5900} = 0.02\%$$

Pertanto i cedimenti calcolati si dichiarano idonei per l'uso a cui l'opera è destinata.

15 VERIFICHE PLINTO RECINZIONE

15.1 Verifiche ribaltamento

Recinzione 1 – pali alti

$$M_{rib} = 1,5 \cdot 8,7 \text{ daN/m}^2 \cdot 6,0 \text{ m} \cdot 6,0 \text{ m} \cdot \left(\frac{6,0}{2}\right) \text{ m} = 14,09 \text{ kNm}$$

Per fare fronte al momento ribaltante la fondazione, avente sezione 1,1 m x 1,1 m deve esercita un momento stabilizzante di:

$$M_{stab} = 0,9 \cdot (1,1 \text{ m} \cdot 1,1 \text{ m} \cdot 1,0 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN/m}^3) \cdot 0,55 \text{ m} = 15 \text{ kNm}$$

$$\frac{15 \text{ kNm}}{14,09 \text{ kNm}} = 1,06 > 1$$

Recinzione 1 – pali bassi

$$M_{rib} = 1,5 \cdot 8,7 \text{ daN/m}^2 \cdot 2,2 \text{ m} \cdot 6,0 \text{ m} \cdot \left(\frac{2,2}{2}\right) \text{ m} = 1,89 \text{ kNm}$$

Per fare fronte al momento ribaltante la fondazione, avente sezione 0,6 m x 0,6 m deve esercita un momento stabilizzante di:

$$M_{stab} = 0,9 \cdot (0,6 \text{ m} \cdot 0,6 \text{ m} \cdot 0,8 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN/m}^3) \cdot 0,30 \text{ m} = 1,94 \text{ kNm}$$

$$\frac{1,94 \text{ kNm}}{1,89 \text{ kNm}} = 1,03 > 1$$

Recinzione 2 – pali bassi

$$M_{rib} = 1,5 \cdot 8,7 \text{ daN/m}^2 \cdot 2,2 \text{ m} \cdot 3,0 \text{ m} \cdot \left(\frac{2,2}{2}\right) \text{ m} = 0,95 \text{ kNm}$$

Per fare fronte al momento ribaltante la fondazione, avente sezione 0,6 m x 0,6 m deve esercita un momento stabilizzante di:

$$M_{stab} = 0,9 \cdot (0,6 \text{ m} \cdot 0,6 \text{ m} \cdot 0,8 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN/m}^3) \cdot 0,30 \text{ m} = 1,94 \text{ kNm}$$

$$\frac{1,94 \text{ kNm}}{0,95 \text{ kNm}} = 2,04 > 1$$

La trave di fondazione è calcolata sulla base di un momento ribaltante dovuto all'azione del vento agente sulla rete aperta. Pertanto la rete della recinzione non deve essere chiusa altrimenti si genererebbe un fronte vento superiore a quello considerato nei calcoli.

16 VERIFICHE PLINTO CANCELLO

16.1 Verifiche ribaltamento

Cancello carrale

$$M_{rib} = 1,5 \cdot [7,8 \text{ daN/m}^2 \cdot 2,2 \text{ m} \cdot (2 + 3) \text{ m} \cdot \left(\frac{2,2}{2}\right) \text{ m} + 100 \text{ daN} \cdot \left(\frac{2,2}{2}\right) \text{ m}] = 3,07 \text{ kNm}$$

Per fare fronte al momento ribaltante la fondazione, avente sezione 0,8 m x 0,8 m deve esercita un momento stabilizzante di:

$$M_{stab} = 0,9 \cdot (0,8 \text{ m} \cdot 0,8 \text{ m} \cdot 0,8 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN/m}^3) \cdot 0,40 \text{ m} = 4,60 \text{ kNm}$$

$$\frac{4,60 \text{ kNm}}{3,07 \text{ kNm}} = 1,49 > 1$$

Cancello pedonale

$$M_{rib} = 1,5 \cdot [7,8 \text{ daN/m}^2 \cdot 2,2 \text{ m} \cdot (0,60 + 3) \text{ m} \cdot \left(\frac{2,2}{2}\right) \text{ m} + 45 \text{ daN} \cdot \left(\frac{2,2}{2}\right) \text{ m}] = 1,76 \text{ kNm}$$

Per fare fronte al momento ribaltante la fondazione, avente sezione 0,6 m x 0,6 m deve esercita un momento stabilizzante di:

$$M_{stab} = 0,9 \cdot (0,6 \text{ m} \cdot 0,6 \text{ m} \cdot 0,8 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN/m}^3) \cdot 0,30 \text{ m} = 1,94 \text{ kNm}$$

$$\frac{1,94 \text{ kNm}}{1,76 \text{ kNm}} = 1,10 > 1$$

La trave di fondazione è calcolata sulla base di un momento ribaltante dovuto all'azione del vento agente sulla rete aperta. Pertanto la rete della recinzione non deve essere chiusa altrimenti si genererebbe un fronte vento superiore a quello considerato nei calcoli.

16.1 Verifiche montante 60x60x3 mm

Simbologia

Φ_y	=Coefficiente Φ per inflessione intorno all'asse y(c)
Φ_z	=Coefficiente Φ per inflessione intorno all'asse z(e)
$\alpha_{my}, \alpha_{mz}, \alpha_{LT}$	=Coefficienti correttivi per il momento flettente
χ_y	=Coefficiente χ di riduzione per instabilità intorno all'asse y(c)
χ_z	=Coefficiente χ di riduzione per instabilità intorno all'asse z(e)
δ	<cm> =Spostamento relativo asta
λ_y^*	=Snellezza adimensionale per inflessione intorno all'asse y(c)
λ_z^*	=Snellezza adimensionale per inflessione intorno all'asse z(e)
λ_y	=Snellezza per inflessione intorno all'asse y(c)
λ_z	=Snellezza per inflessione intorno all'asse z(e)
A_{eff}	<cmq> =Area effettiva per trazione

Anet	<cmq>	=Area netta per compressione
Area	<cmq>	=Area
Atag,y	<cmq>	=Area resistente a taglio in dir. Y
Atag,z	<cmq>	=Area resistente a taglio in dir. Z
CC		=Numero della combinazione delle condizioni di carico elementari
Cod.		=Codice
Curva		=Curva di instabilità adottata
D	<cm>	=Distanza
Fyk	<daN/cm>	=Tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio
Fyt	<daN/cm>	=Tensione caratteristica di rottura
Iy	<cm>	=Raggio giratorio d'inerzia rispetto all'asse Y
Iz	<cm>	=Raggio giratorio d'inerzia rispetto all'asse Z
J ω	<cm6>	=Costante di ingobbamento
Jy	<cm4>	=Momento d'inerzia rispetto all'asse Y
Jz	<cm4>	=Momento d'inerzia rispetto all'asse Z
Kyy, Kyz, Kzy, Kzz		=Coefficienti di interazione
L	<m>	=Lunghezza dell'asta
MNy,c,Rd	<daNm>	=Resistenza di calcolo a pressoflessione intorno all'asse Y
My	<daNm>	=Momento flettente intorno all'asse Y
My,Ed	<daNm>	=Momento flettente di calcolo intorno all'asse Y
My,V,c,Rd	<daNm>	=Resistenza di calcolo a flessione ridotta per taglio intorno all'asse Y
N	<daN>	=Sforzo normale
N,Ed	<daN>	=Forza assiale di calcolo
Nc,Rd	<daN>	=Resistenza a compressione
Ncr,y	<daN>	=Sforzo normale critico euleriano per inflessione intorno all'asse y(c)
Ncr,z	<daN>	=Sforzo normale critico euleriano per inflessione intorno all'asse z(e)
Sez.		=Numero della sezione
Tipo		=Tipologia
		Rc = Rettangolare cava
Tp		=Tipo di acciaio
Tz	<daN>	=Taglio in dir. Z
V,Ed	<daN>	=Forza di taglio di calcolo
Vc,Rd	<daN>	=Resistenza a taglio
Wy,plas	<cmc>	=Modulo di resistenza plastico intorno all'asse Y
Wymin	<cmc>	=Modulo di resistenza minimo rispetto all'asse Y
Wz,plas	<cmc>	=Modulo di resistenza plastico intorno all'asse Z
Wzmin	<cmc>	=Modulo di resistenza minimo rispetto all'asse Z
Xl	<m>	=Coordinata progressiva (dal nodo iniziale dell'asta) in cui viene effettuato il progetto/verifica

Caratteristiche profilati utilizzati

Sez.	Cod.	Tipo	D	Area	Anet	Aeff	Jy	Jz	Iy	Iz	Wymin	Wzmin	Tp	Fyk	Fyt
			<cm>	<cmq>	<cmq>	<cmq>	<cm4>	<cm4>	<cm>	<cm>	<cmc>	<cmc>		<daN/cmq>	<daN/cmq>
1	Piantana	Rc	--	6.84	6.84	6.84	37.14	37.14	2.33	2.33	12.38	12.38	S355H UNI EN 10210-1	3550.00	5100.00

Caratteristiche profilati utilizzati

Sez.	Cod.	Wy,plas	Wz,plas	Atag,y	Atag,z	J ω
		<cmc>	<cmc>	<cmq>	<cmq>	<cm6>
1	Piantana	14.63	14.63	3.42	3.42	

Asta n. 1 (1 301) - Sez. 1 (Piantana) - Crit. 1

- Verifica a taglio Dir. Z [4.2.16] - CC 5 SLU Xl=0.00 - Classe 1

Sollecitazioni: Tz=-132.00

V,Ed=-132.00 Vc,Rd=6676.02 V,Ed/Vc,Rd=0.02

- Verifica a presso o tenso-flessione retta YY (4.2.4.1.2.7) - CC 5 SLU Xl=0.00 - Classe 1

Sollecitazioni: N=-15.36 Tz=-132.00 My=-145.20

My,Ed=-145.20 My,V,c,Rd=494.77

N,Ed=-15.36 Nc,Rd=-23125.70 YY n=N,Ed/Nc,Rd=0.00 MNy,c,Rd=494.77 My,Ed/MNy,c,Rd=0.29

- Verifica di stabilità aste presso-inflesse (C4.2.4.1.3.3.2) - CC 5 SLU - Classe 1

Sollecitazioni: N,Ed=-15.36 My,Ed=-145.20 L=2.20

$\alpha_y, \alpha_z, \alpha_{LT}=0.95, 0.95, 0.95$

$\lambda_y=94.41$ Ncr,y=15904.90 $\lambda_y^*=1.24$ Curva a: $\Phi_y=1.37$ $\chi_y=0.51$

$\lambda_z=94.41$ Ncr,z=15904.90 $\lambda_z^*=1.24$ Curva a: $\Phi_z=1.37$ $\chi_z=0.51$

Kyy, Kyz, Kzy, Kzz=0.95, 0.57, 0.00, 0.95

Verifica YY: 0.00+0.28=0.28

Verifica ZZ: 0.00=0.00

17 VERIFICHE PLATEA POMPA DI CALORE

17.1 Verifiche platea

Simbologia

Δ_{sm} = Distanza media tra le fessure
 Φ_{eq} = Diametro equivalente delle barre
 ϵ_{sm} = Deformazione unitaria media dell'armatura (*1000)
 σ_c = Tensione nel calcestruzzo
 σ_f = Tensione nel ferro
 σ_s = Tensione nell'acciaio nella sezione fessurata
 $A_{c\ eff}$ = Area di calcestruzzo efficace
 A_s = Area complessiva dei ferri nell'area di calcestruzzo efficace
 $A_{fE\ I}$ = Area di ferro effettiva totale presente nel punto di verifica, inferiore
 $A_{fE\ S}$ = Area di ferro effettiva totale presente nel punto di verifica, superiore
 $A_{fE\ St.}$ = Area di ferro effettiva della staffatura
 CC = Numero della combinazione delle condizioni di carico elementari
 $Cf\ inf$ = Copriferro inferiore
 $Cf\ sup$ = Copriferro superiore
 Cls = Tipo di calcestruzzo
 DV = Direzione di verifica
 XX = Verifica per momento M_{xx}
 YY = Verifica per momento M_{yy}
 F_{cd} = Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo
 F_{ck} = Resistenza caratteristica cilindrica a compressione del calcestruzzo
 F_{ctd} = Resistenza di calcolo a trazione del calcestruzzo
 F_{ctk} = Resistenza caratteristica a trazione del calcestruzzo
 F_{yd} = Resistenza di calcolo dell'acciaio
 F_{yk} = Tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio
 K_2 = Coefficiente per distribuzione deformazioni
 MR_{dy} = Momento resistente allo stato limite ultimo intorno all'asse Y
 Mom = Momento flettente
 My = Momento flettente intorno all'asse Y
 $Nodo$ = Numero del nodo
 $Sic.$ = Sicurezza
 $Spess.$ = Spessore
 TCC = Tipo di combinazione di carico
 SLU = Stato limite ultimo
 $SLE\ R$ = Stato limite d'esercizio, combinazione rara
 $SLE\ F$ = Stato limite d'esercizio, combinazione frequente
 $SLE\ Q$ = Stato limite d'esercizio, combinazione quasi permanente
 Tp = Tipo di acciaio
 VR_{cd} = Taglio ultimo lato calcestruzzo
 VR_{sd} = Taglio ultimo lato armatura
 Vr_{du} = Taglio ultimo resistente
 Vs_{du} = Taglio agente nella direzione del momento ultimo
 Wk = Ampiezza caratteristica delle fessure
 X = Coordinata X del nodo
 Y = Coordinata Y del nodo
 c = Ricoprimento dell'armatura
 $ctg\theta$ = Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di calcestruzzo
 s = Distanza massima tra le barre

Caratteristiche delle sezioni e dei materiali utilizzati

Spess.	Cf sup	Cf inf	Cls	Fck	Fctk	Fcd	Fctd	Tp	Fyk	Fyd
<cm>	<cm>	<cm>		<daN/cmq>	<daN/cmq>	<daN/cmq>	<daN/cmq>		<daN/cmq>	<daN/cmq>
20.00	3.00	3.00	C28/35	290.50	19.84	164.62	13.23	B450C	4500.00	3913.04

Stato limite ultimo - Verifiche a flessione/pressoflessione

Nodo	X	Y	DV	CC	TCC	AfE S	AfE I	My	MRdy	Sic.
	<cm>	<cm>				<cmq>	<cmq>	<daNm>	<daNm>	
-5	1.96	0.00	XX	1	SLU	3.93	3.93	-179.25	-2742.99	15.303
-1	0.00	0.00	XX	1	SLU	3.93	3.93	47.08	2742.99	58.266
-50	4.40	1.93	YY	1	SLU	3.93	3.93	-42.43	-2742.99	64.654
-10	4.40	0.00	YY	1	SLU	3.93	3.93	54.81	2742.99	50.045

Stato limite ultimo - Verifiche a taglio

Nodo	X	Y	DV	CC	TCC	AfE S	AfE I	AfE St.	Vsdu	ctgθ	VRcd	VRsd	Vrdu	Sic.
	<cm>	<cm>				<cmq>	<cmq>	<cmq/m>	<daN>		<daN>	<daN>	<daN>	

-8	3.42	0.00	XX	1	SLU	3.93	3.93		330.59			9070.58	27.438
-22	4.40	0.97	YY	1	SLU	3.93	3.93		253.96			9070.58	35.717

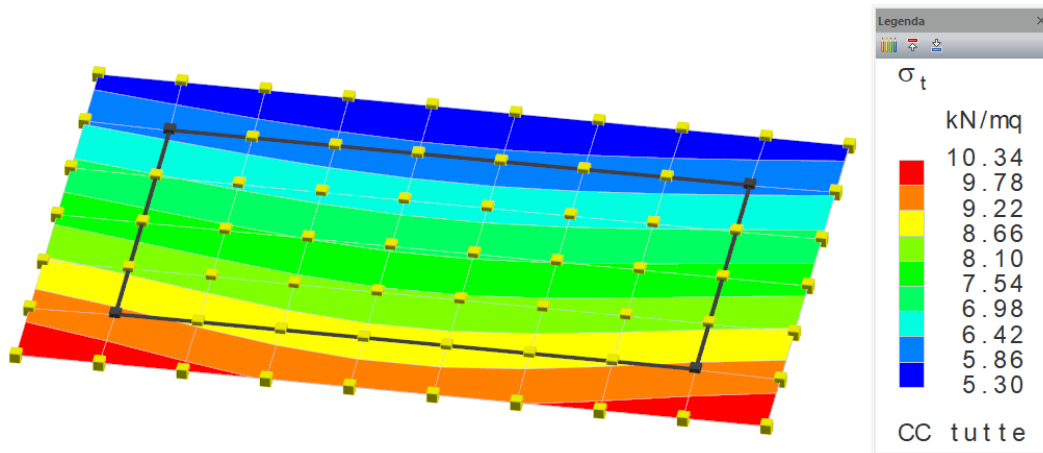
Stato limite d'esercizio - Verifiche tensionali

Nodo	X	Y	DV	CC	TCC	AfE S	AfE I	Mom	σ_c	σ_f
	<m>	<m>				<cmq>	<cmq>	<daNm>	<daN/cmq>	<daN/cmq>
-5	1.96	0.00	XX	2	SLE R	3.93	3.93	-119.50	3.76	194.80
-5	1.96	0.00	XX	4	SLE Q	3.93	3.93	-119.50	3.76	194.80
-1	0.00	0.00	XX	2	SLE R	3.93	3.93	31.38	0.99	51.16
-1	0.00	0.00	XX	4	SLE Q	3.93	3.93	31.38	0.99	51.16
-50	4.40	1.93	YY	2	SLE R	3.93	3.93	-28.28	0.89	46.11
-50	4.40	1.93	YY	4	SLE Q	3.93	3.93	-28.28	0.89	46.11
-10	4.40	0.00	YY	2	SLE R	3.93	3.93	36.54	1.15	59.57
-10	4.40	0.00	YY	4	SLE Q	3.93	3.93	36.54	1.15	59.57

Stato limite d'esercizio - Verifiche a fessurazione

Nodo	X	Y	DV	CC	TCC	c	s	K_2	Φ_{eq}	Δ_{sm}	A_s	$A_{c\ eff}$	σ_s	ϵ_{sm}	W_k
	<m>	<m>				<mm>	<mm>			<mm>	<cmq>	<cmq>	<daN/cmq>		<mm>
-5	1.96	0.00	XX	4	SLE Q	25.00	200.00	0.50	10.00	164.47	4.71	539.44	194.80	0.06	0.02
-5	1.96	0.00	XX	3	SLE F	25.00	200.00	0.50	10.00	164.47	4.71	539.44	194.80	0.06	0.02
-1	0.00	0.00	XX	4	SLE Q	25.00	200.00	0.50	10.00	164.47	4.71	539.44	51.16	0.01	0.00
-1	0.00	0.00	XX	3	SLE F	25.00	200.00	0.50	10.00	164.47	4.71	539.44	51.16	0.01	0.00
-50	4.40	1.93	YY	4	SLE Q	25.00	200.00	0.50	10.00	164.47	4.71	539.44	46.11	0.01	0.00
-50	4.40	1.93	YY	3	SLE F	25.00	200.00	0.50	10.00	164.47	4.71	539.44	46.11	0.01	0.00
-10	4.40	0.00	YY	4	SLE Q	25.00	200.00	0.50	10.00	164.47	4.71	539.44	59.57	0.02	0.00
-10	4.40	0.00	YY	3	SLE F	25.00	200.00	0.50	10.00	164.47	4.71	539.44	59.57	0.02	0.00

17.2 Verifica della capacità portante



Pressioni sul terreno σ_t – Involuppo tutte le combinazioni

Le verifiche di capacità portante sono eseguite secondo approccio 2 (A1+M1+R3).

I fattori di capacità portante sono i seguenti:

$$N_q = e^{\pi \tan \varphi'} \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi'}{4} \right) = 10.66$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \varphi' = 10.88$$

$$s_q = 1 + \frac{B}{L} \tan \varphi' = 1.31$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \frac{B}{L} = 0.74$$

Considerando una dimensione minima pari a $B = 1.9$ m e assumendo inoltre unitari:

- fattori di profondità $d_\gamma = d_q = d_c = 1$
- fattori di inclinazione del carico $i_\gamma = i_q = i_c = 1$
- fattori di inclinazione della base $b_\gamma = b_q = b_c = 1$
- fattori di inclinazione del piano campagna $g_\gamma = g_q = g_c = 1$

Trascurando a favore di sicurezza i contributi del terzo termine la capacità portante risulta:

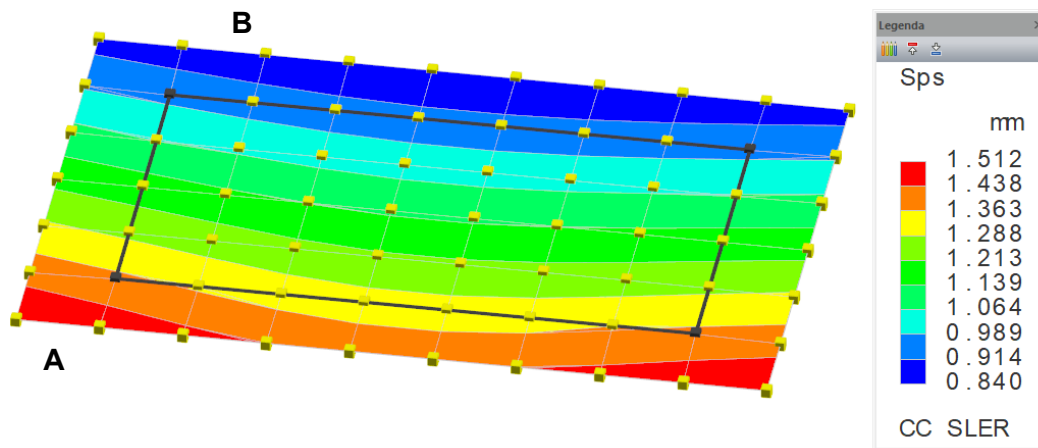
$$Q_{lim} = \frac{1}{2} \gamma B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma + \gamma D \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + \overbrace{c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c}^0$$

$$= \frac{1}{2} \gamma B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot \overbrace{(d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma)}^1 + \gamma D \cdot N_q \cdot s_q \cdot \overbrace{(d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q)}^1 = 247.94 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_{lim} / \gamma_R = 247.94 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} / 2.3 = 107.80 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \geq 10.34 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

Pertanto la capacità portante del sistema terreno-fondazione risulta verificata.

17.1 Verifica dei cedimenti



Cedimenti in Combinazione rara SLE [mm]

La massima distorsione angolare si riscontra in corrispondenza della trave evidenziata nell'immagine precedente, dove il massimo cedimento differenziale assume valore

$$\frac{w}{L} = \delta_A - \delta_B = (1.512 - 0.840) \text{ mm} = 0.672 \text{ mm}$$

che rapportato alla mutua distanza tra i due punti A e B pari a 2.90 m, attesta la distorsione angolare su valori sensibilmente inferiori all'1 per mille:

$$\frac{w}{L} = \frac{\delta_A - \delta_B}{L} = \frac{0.672}{2900} = 0.002\%$$

Pertanto i cedimenti calcolati si dichiarano idonei per l'uso a cui l'opera è destinata.

18 VERIFICHE PLATEA MINIDEPURATORE

18.1 Verifiche platea

Simbologia

Δ_{sm}	=Distanza media tra le fessure
Φ_{eq}	=Diametro equivalente delle barre
ϵ_{sm}	=Deformazione unitaria media dell'armatura (*1000)
σ_c	=Tensione nel calcestruzzo
σ_f	=Tensione nel ferro
σ_s	=Tensione nell'acciaio nella sezione fessurata
$A_{c\ eff}$	=Area di calcestruzzo efficace
A_s	=Area complessiva dei ferri nell'area di calcestruzzo efficace
AfE I	=Area di ferro effettiva totale presente nel punto di verifica, inferiore
AfE S	=Area di ferro effettiva totale presente nel punto di verifica, superiore
AfE St.	=Area di ferro effettiva della staffatura
CC	=Numero della combinazione delle condizioni di carico elementari
Cf inf	=Copriferro inferiore
Cf sup	=Copriferro superiore
Cls	=Tipo di calcestruzzo
DV	=Direzione di verifica XX = Verifica per momento Mxx YY = Verifica per momento Myy
Fcd	=Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo
Fck	=Resistenza caratteristica cilindrica a compressione del calcestruzzo
Fctd	=Resistenza di calcolo a trazione del calcestruzzo
Fctk	=Resistenza caratteristica a trazione del calcestruzzo
Fyd	=Resistenza di calcolo dell'acciaio
Fyk	=Tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio
K_2	=Coefficiente per distribuzione deformazioni
MRdy	=Momento resistente allo stato limite ultimo intorno all'asse Y
Mom	=Momento flettente
My	=Momento flettente intorno all'asse Y
Nodo	=Numero del nodo
Sic.	=Sicurezza
Spess.	=Spessore
TCC	=Tipo di combinazione di carico SLU = Stato limite ultimo SLE R = Stato limite d'esercizio, combinazione rara SLE F = Stato limite d'esercizio, combinazione frequente SLE Q = Stato limite d'esercizio, combinazione quasi permanente
Tp	=Tipo di acciaio
VRcd	=Taglio ultimo lato calcestruzzo
VRsd	=Taglio ultimo lato armatura
Vrdu	=Taglio ultimo resistente
Vsdu	=Taglio agente nella direzione del momento ultimo
Wk	=Ampiezza caratteristica delle fessure
X	=Coordinata X del nodo
Y	=Coordinata Y del nodo
c	=Ricoprimento dell'armatura
ctg θ	=Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di calcestruzzo
s	=Distanza massima tra le barre

Caratteristiche delle sezioni e dei materiali utilizzati

Spess.	Cf sup	Cf inf	Cls	Fck	Fctk	Fcd	Fctd	Tp	Fyk	Fyd
<cm>	<cm>	<cm>		<daN/cmq>	<daN/cmq>	<daN/cmq>	<daN/cmq>		<daN/cmq>	<daN/cmq>
20.00	3.00	3.00	C28/35	290.50	19.84	164.62	13.23	B450C	4500.00	3913.04

Stato limite ultimo - Verifiche a flessione/pressoflessione

Nodo	X	Y	DV	CC	TCC	AfE S	AfE I	My	MRdy	Sic.
	<cm>	<cm>				<cmq>	<cmq>	<daNm>	<daNm>	
-62	12.58	0.00	XX	1	SLU	3.93	3.93	380.76	2742.99	7.204
-139	4.89	0.93	XX	1	SLU	3.93	3.93	-44.14	-2742.99	62.144
-38	0.97	0.00	YY	1	SLU	3.93	3.93	140.84	2742.99	19.476
-161	6.78	1.36	YY	1	SLU	3.93	3.93	-576.98	-2742.99	4.754

Stato limite ultimo - Verifiche a taglio

Nodo	X	Y	DV	CC	TCC	AfE S	AfE I	AfE St.	Vsdu	ctg θ	VRcd	VRsd	Vrdu	Sic.
	<cm>	<cm>				<cmq>	<cmq>	<cmq/m>	<daN>		<daN>	<daN>	<daN>	

-120	0.46	2.68	XX	1	SLU	3.93	3.93		834.39			9070.58	10.871
-164	6.78	2.22	YY	1	SLU	3.93	3.93		1169.67			9070.58	7.755

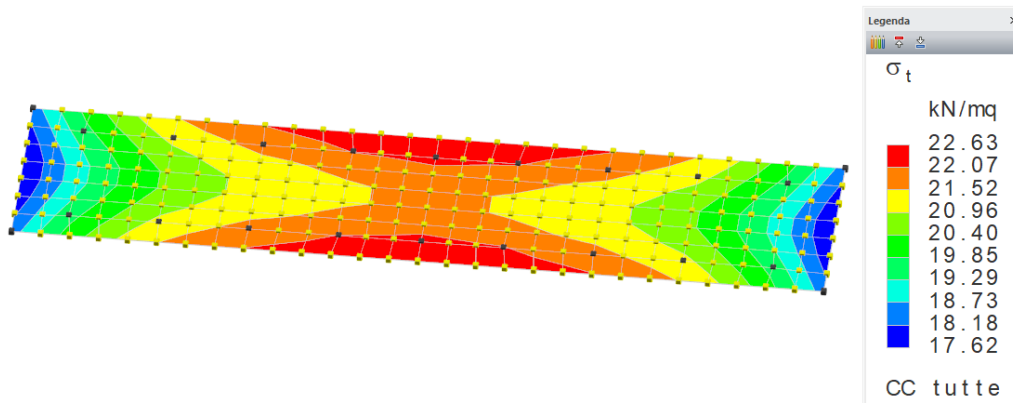
Stato limite d'esercizio - Verifiche tensionali

Nodo	X <m>	Y <m>	DV	CC	TCC	AfE S <cmq>	AfE I <cmq>	Mom <daNm>	σ_c <daN/cmq>	σ_f <daN/cmq>
-62	12.58	0.00	XX	2	SLE R	3.93	3.93	253.84	7.99	413.81
-62	12.58	0.00	XX	4	SLE Q	3.93	3.93	253.84	7.99	413.81
-139	4.89	0.93	XX	2	SLE R	3.93	3.93	-29.43	0.93	47.97
-139	4.89	0.93	XX	4	SLE Q	3.93	3.93	-29.43	0.93	47.97
-38	0.97	0.00	YY	2	SLE R	3.93	3.93	93.89	2.95	153.06
-38	0.97	0.00	YY	4	SLE Q	3.93	3.93	93.89	2.95	153.06
-161	6.78	1.36	YY	2	SLE R	3.93	3.93	-384.65	12.10	627.06
-161	6.78	1.36	YY	4	SLE Q	3.93	3.93	-384.65	12.10	627.06

Stato limite d'esercizio - Verifiche a fessurazione

Nodo	X <m>	Y <m>	DV	CC	TCC	c <mm>	s <mm>	K_2	Φ_{eq}	Δ_{sm} <mm>	A_s <cmq>	$A_{c\ eff}$ <cmq>	σ_s <daN/cmq>	ϵ_{sm}	Wk <mm>
-62	12.58	0.00	XX	4	SLE Q	25.00	200.00	0.50	10.00	164.47	4.71	539.44	413.81	0.12	0.03
-62	12.58	0.00	XX	3	SLE F	25.00	200.00	0.50	10.00	164.47	4.71	539.44	413.81	0.12	0.03
-139	4.89	0.93	XX	4	SLE Q	25.00	200.00	0.50	10.00	164.47	4.71	539.44	47.97	0.01	0.00
-139	4.89	0.93	XX	3	SLE F	25.00	200.00	0.50	10.00	164.47	4.71	539.44	47.97	0.01	0.00
-38	0.97	0.00	YY	4	SLE Q	25.00	200.00	0.50	10.00	164.47	4.71	539.44	153.06	0.04	0.01
-38	0.97	0.00	YY	3	SLE F	25.00	200.00	0.50	10.00	164.47	4.71	539.44	153.06	0.04	0.01
-161	6.78	1.36	YY	4	SLE Q	25.00	200.00	0.50	10.00	164.47	4.71	539.44	627.06	0.18	0.05
-161	6.78	1.36	YY	3	SLE F	25.00	200.00	0.50	10.00	164.47	4.71	539.44	627.06	0.18	0.05

18.2 Verifica della capacità portante



Pressioni sul terreno σ_t – Involuppo tutte le combinazioni

Le verifiche di capacità portante sono eseguite secondo approccio 2 (A1+M1+R3).

I fattori di capacità portante sono i seguenti:

$$N_q = e^{\pi \tan \varphi'} \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi'}{4} \right) = 10.66$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \varphi' = 10.88$$

$$s_q = 1 + \frac{B}{L} \tan \varphi' = 1.32$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \frac{B}{L} = 0.73$$

Considerando una dimensione minima pari a $B = 2.15$ m e assumendo inoltre unitari:

- fattori di profondità $d_\gamma = d_q = d_\gamma = 1$
- fattori di inclinazione del carico $i_\gamma = i_q = i_\gamma = 1$
- fattori di inclinazione della base $b_\gamma = b_q = b_\gamma = 1$
- fattori di inclinazione del piano campagna $g_\gamma = g_q = g_\gamma = 1$

Trascurando a favore di sicurezza i contributi del terzo termine la capacità portante risulta:

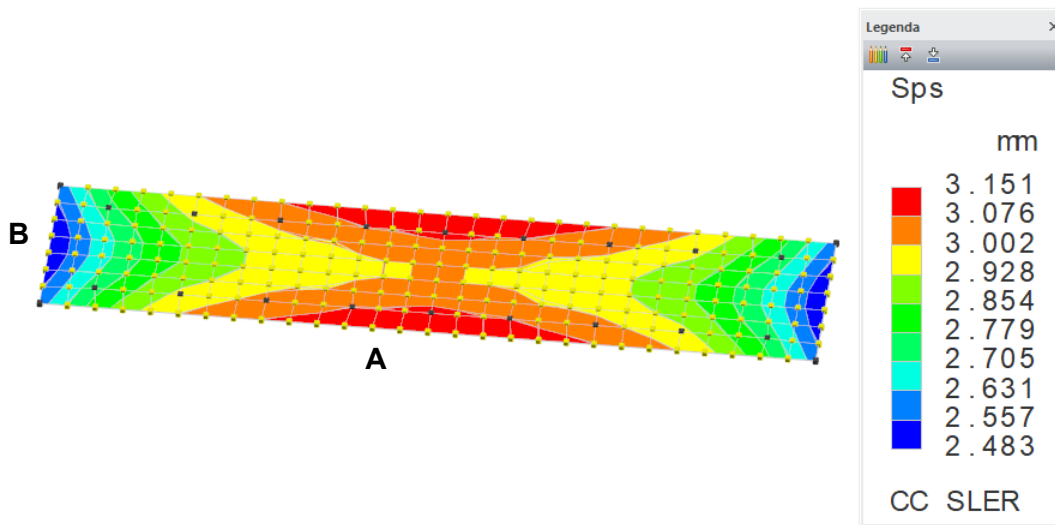
$$Q_{lim} = \frac{1}{2} \gamma B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma + \gamma D \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + \overbrace{c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c}^0$$

$$= \frac{1}{2} \gamma B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot \overbrace{(d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma)}^1 + \gamma D \cdot N_q \cdot s_q \cdot \overbrace{(d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q)}^1 = 980.81 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_{lim}/\gamma_R = 980.81 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} / 2.3 = 426.44 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \geq 22.63 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

Pertanto la capacità portante del sistema terreno-fondazione risulta verificata.

18.3 Verifica dei cedimenti



Cedimenti in Combinazione rara SLE [mm]

La massima distorsione angolare si riscontra in corrispondenza della trave evidenziata nell'immagine precedente, dove il massimo cedimento differenziale assume valore

$$\frac{w}{L} = \delta_A - \delta_B = (3.151 - 2.483) \text{ mm} = 0.668 \text{ mm}$$

che rapportato alla mutua distanza tra i due punti A e B pari a 6.78 m, attesta la distorsione angolare su valori sensibilmente inferiori all'1 per mille:

$$\frac{w}{L} = \frac{\delta_A - \delta_B}{L} = \frac{0.668}{6780} = 0.0098\%$$

Pertanto i cedimenti calcolati si dichiarano idonei per l'uso a cui l'opera è destinata.
