

REALIZZAZIONE DI CAMPO DA CALCIO A 11 IN ERBA SINTETICA OMOLOGATO FIGC FINO A 1 CATEGORIA PRESSO IL CENTRO SPORTIVO COMUNALE "GIANMARIO BONASSI"



Cat. Progetto Esecutivo

COMMITTENTE/Client

Comune di Cologne

Piazza Garibaldi, 31 – 25033
Cologne (BS)



Rup. Arch. Monica Raineri

PROGETTISTI/Designers

PROGETTO B20 
PIETRO BRIANZA INGEGNERE

COLLABORATORI
MARCO BIGNI INGEGNERE

ELABORATO/Document

RELAZIONE TECNICA DELLE OPERE STRUTTURALI
E CALCOLI STRUTTURALI

Scale –

ORDER	CATEGORY	SECTION	NUMBER
W18-155	P.E.	STR	C

	N	SUBJECT	DATE	D	C
Rev.	00	EMISSIONE	05/11/2018	B.P.	P.B.
	01	EMISSIONE POST VERIFICA	09/11/2018	B.P.	P.B.
	02				
	03				
	04				

File W18-155 Cologne – Centro Sportivo\06A PEsecutivo\6-9 Strutture\03 Calcoli strutturali



PREMESSA	3
1. RIFERIMENTI NORMATIVI	3
1.1. LETTERATURA SCIENTIFICA	5
1.1.1. <i>STRUTTURE IN C.A. E C.A.P.</i>	5
2. CRITERI DI PROGETTAZIONE	5
2.1. VITA NOMINALE, CLASSI D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO	5
2.1.1. <i>Vita nominale</i>	5
2.1.2. <i>Classe d'uso</i>	5
2.1.3. <i>Periodo di riferimento per l'azione sismica</i>	5
3. AZIONE SISMICA	6
3.1. CONSIDERAZIONI GENERALI	6
3.2. SCELTA DEL METODO DI ANALISI: ANALISI LINEARE	6
3.2.1. <i>SISTEMI NON DISSIPATIVI</i>	6
3.2.2. <i>SISTEMI DISSIPATIVI</i>	6
3.3. FATTORI DI COMPORTAMENTO	6
3.4. ANALISI DINAMICA LINEARE	8
3.5. COMBINAZIONE DELLE COMPONENTI DELL'AZIONE SISMICA	8
3.6. VALUTAZIONE DEGLI SPOSTAMENTI	8
3.7. INDIVIDUAZIONE DEGLI SPETTRI DI PROGETTO	8
4. REQUISITI NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE	12
5. AZIONI SULLE COSTRUZIONI	13
5.1. COMBINAZIONI DELLE AZIONI	13
5.2. AZIONI NELLE VERIFICHE AGLI STATI LIMITE	14
5.2.1. <i>STATI LIMITE ULTIMI</i>	14
6. MATERIALI	15
6.1. CALCESTRUZZO	15
6.2. ACCIAIO PER C.A.	16
6.3. ACCIAIO LAMINATO	16
6.4. PROCESSO DI SALDATURA	17
6.5. BULLONI E CHIODI	18
7. INDAGINI GEOLOGICO – GEOTECNICHE	18
8. ANALISI DEI CARICHI	20
8.1. PRESSIONE DEL VENTO	20
8.2. CARICO DEL VENTO – TORRI PORTA-FARI	20
8.2.1. <i>Strutture ed elementi a sezione poligonale regolare</i>	20
8.2.2. <i>Strutture ed elementi a sezione circolare</i>	21
8.2.3. <i>Coefficiente di snellezza</i>	22
8.2.4. <i>Coefficiente di forza cfX_o</i>	22
8.2.5. <i>Coefficiente di forza trasversale</i>	22
8.3. CARICO DEL VENTO – PROIETTORI	22
8.4. NUOVO IMPIANTO DI ILLUMINAZIONE	23
9. MODELLO NUMERICO	25
9.1. Descrizione del software	25
9.2. Specifiche tecniche	25
9.3. Schematizzazione strutturale e criteri di calcolo delle sollecitazioni	25
9.4. Verifiche delle membrature in cemento armato	26
10. TORRI PORTA-FARI	27
10.1. MODELLO	27
10.2. Condizioni elementari di carico	28
10.3. Combinazioni di carico	29



10.4. Nodi di definizione	31
10.5. Reazioni nodali estreme	32
10.6. Risposta modale	35
11. RELAZIONE GEOTECNICA PLINTI TORRE FARO	35
11.1. Programma delle indagini e delle prove geotecniche	35
11.2. Caratterizzazione geotecnica dei terreni in sito	35
11.3. Modellazione del sottosuolo e metodi di analisi e di verifica	35
11.3.1. Verifica di scorrimento	35
11.3.2. Verifica di capacità portante	36
11.3.3. Metodo di Brinch-Hansen	37
11.3.4. Influenza degli strati sulla capacità portante	38
11.3.5. Influenza del sisma sulla capacità portante	38
11.4. CRITERI DI VERIFICA	39
11.5. Verifiche delle fondazioni plinto tipo A	39
11.5.1. Pressioni terreno in SLU	39
11.5.2. Pressioni terreno in SLE/SLD	40
11.5.3. Verifiche a ribaltamento	41
11.5.4. Verifiche a slittamento magrone-calcestruzzo	42
11.5.5. Verifiche a scorrimento	42
11.5.6. Verifiche di capacità portante	42
11.5.7. Verifiche della suola	43
11.5.8. Verifiche a punzonamento	44
11.6. Verifiche delle fondazioni plinto tipo B	45
11.6.1. Pressioni terreno in SLU	45
11.6.2. Pressioni terreno in SLE/SLD	46
11.6.1. Verifiche a ribaltamento	47
11.6.2. Verifiche a slittamento magrone-calcestruzzo	47
11.6.3. Verifiche a scorrimento	47
11.6.4. Verifiche di capacità portante	48
11.6.5. Verifiche della suola	49
11.6.6. Verifiche a punzonamento	50
12. RECINZIONE	51
12.1. MURO	51
12.2. PLINTO	51



PREMESSA

Il presente progetto contempla la realizzazione delle opere necessarie alla trasformazione dell'esistente campo sportivo "2" in sabbia, ad oggi utilizzabile per la sola categoria "eccellenza", a campo omologabile dalla Lega Nazionale Dilettanti fino alla 1° categoria.

L'intervento prevede lievi interventi strutturali, limitati alla realizzazione di:

- n. 4 torri faro con relativa fondazione per l'installazione del nuovo impianto di illuminazione con corpi con tecnologia a LED;
- muretti di recinzione perimetrali per l'installazione di nuove recinzioni metalliche a norma UNI EN 13200-3

1. RIFERIMENTI NORMATIVI

Il presente progetto è redatto in conformità e secondo le indicazioni fornite dalle Norme Tecniche per le Costruzioni (DM 17/01/2018), le quali definiscono i principi per il progetto, l'esecuzione e il collaudo delle costruzioni, con particolare riguardo alle prestazioni richieste in termini di requisiti essenziali di resistenza meccanica e stabilità. Circa le indicazioni applicative per l'ottenimento delle prescritte prestazioni, per quanto non espressamente specificato nelle sopra citate Norme Tecniche per le Costruzioni, si è fatto riferimento a normative di comprovata validità e agli altri documenti tecnici elencati nel Cap. 12 delle NTC. In particolare si è fatto riferimento alle indicazioni fornite dagli Eurocodici con le relative Appendici Nazionali.

Si riportano di seguito le principali normative:

- D.Min. Infrastrutture Min. Interni e Prot. Civile 17 gennaio 2018 e allegate "Norme tecniche per le costruzioni".
- Circolare 02 febbraio 2009 n. 217 "Istruzioni per l'applicazione delle "nuove norme tecniche per le costruzioni di cui al DM 14 gennaio 2008"
- D.Min. Infrastrutture Min. Interni e Prot. Civile 14 gennaio 2008 e allegate "Norme tecniche per le costruzioni".
- D.Min. Infrastrutture e trasporti 14 settembre 2005 e allegate "Norme tecniche per le costruzioni".
- Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003 "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica" e successive modificazioni e integrazioni.
- D.M. LL.PP. 9 gennaio 1996 "Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche".
- D.M. LL.PP. 16 gennaio 1996 "Norme tecniche relative ai <<Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi>>".
- D.M. LL.PP. 16 gennaio 1996 "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche".
- Circolare 4/07/96, n.156 AA.GG./STC. istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche relative ai "Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi"" di cui al D.M. 16/01/96.
- Circolare 10/04/97, n.65AA.GG. istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche" di cui al D.M. 16/01/96.
- D.M. LL.PP. 20 novembre 1987 "Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo degli edifici in muratura e per il loro consolidamento".



- Circolare 4 gennaio 1989 n. 30787 "Istruzioni in merito alle norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo degli edifici in muratura e per il loro consolidamento".
- D.M. LL.PP. 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 e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione".
- D.M. LL.PP. 3 dicembre 1987 "Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo delle costruzioni prefabbricate".
- Legge 2/2/1974 n. 64, "Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche";
- Legge 5 novembre 1971 n. 1086, "Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica";
- UNI EN 1990:2006 13/04/2006 Eurocodice 0 - Criteri generali di progettazione strutturale.
- UNI EN 1991-1-1:2004 01/08/2004 Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-1: Azioni in generale - Pesì per unità di volume, pesì propri e sovraccarichi per gli edifici.
- UNI EN 1991-2:2005 01/03/2005 Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 2: Carichi da traffico sui ponti.
- UNI EN 1991-1-3:2004 01/10/2004 Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-3: Azioni in generale - Carichi da neve.
- UNI EN 1991-1-4:2005 01/07/2005 Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-4: Azioni in generale - Azioni del vento.
- UNI EN 1991-1-5:2004 01/10/2004 Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-5: Azioni in generale - Azioni termiche.
- UNI EN 1992-1-1:2005 24/11/2005 Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.
- UNI EN 1992-1-2:2005 01/04/2005 Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio.
- UNI EN 1993-1-1:2005 01/08/2005 Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.
- UNI EN 1993-1-8:2005 01/08/2005 Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-8: Progettazione dei collegamenti.
- UNI EN 1994-1-1:2005 01/03/2005 Eurocodice 4 - Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.
- UNI EN 1994-2:2006 12/01/2006 Eurocodice 4 - Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo - Parte 2: Regole generali e regole per i ponti.
- UNI EN 1995-1-1:2005 01/02/2005 Eurocodice 5 - Progettazione delle strutture di legno - Parte 1-1: Regole generali – Regole comuni e regole per gli edifici.
- UNI EN 1995-2:2005 01/01/2005 Eurocodice 5 - Progettazione delle strutture di legno - Parte 2: Ponti.
- UNI EN 1996-1-1:2006 26/01/2006 Eurocodice 6 - Progettazione delle strutture di muratura - Parte 1-1: Regole generali per strutture di muratura armata e non armata.
- UNI EN 1996-3:2006 09/03/2006 Eurocodice 6 - Progettazione delle strutture di muratura - Parte 3: Metodi di calcolo semplificato per strutture di muratura non armata.
- UNI EN 1997-1:2005 01/02/2005 Eurocodice 7 - Progettazione geotecnica - Parte 1: Regole generali.



- UNI EN 1998-1:2005 01/03/2005 Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici.
- UNI EN 1998-3:2005 01/08/2005 Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 3: Valutazione e adeguamento degli edifici.
- UNI EN 1998-5:2005 01/01/2005 Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.
- "CNR-DT 207/2008 - Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni" a cura del Consiglio Nazionale delle Ricerche.

1.1. LETTERATURA SCIENTIFICA

Parallelamente alla Normativa, si è fatto riferimento a letteratura scientifica universalmente riconosciuta.

In modo particolare si sono utilizzati:

1.1.1. STRUTTURE IN C.A. E C.A.P.

- CEB-FIB Model Code 1990.
- Leonhardt – Monning (1997) "C.A. & C.A.P, calcolo di progetto e tecniche costruttive, VOL. III - L'armatura nelle costruzioni in cemento armato". Edizioni Tecniche ET, Milano.

2. CRITERI DI PROGETTAZIONE

Per la valutazione della sicurezza delle costruzioni si adotta il metodo semiprobabilistico agli stati limite basati sull'impiego dei coefficienti parziali di sicurezza.

Nel metodo semiprobabilistico agli stati limite, la sicurezza strutturale è verificata tramite il confronto tra la resistenza e l'effetto delle azioni.

2.1. VITA NOMINALE, CLASSI D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO

2.1.1. Vita nominale

La vita nominale di un'opera strutturale VN è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata. La vita nominale dei diversi tipi di opere è riportata nella Tab. 2.4.I NTC. In particolare l'opera in oggetto rientra nella tipologia 2 - *costruzioni con livelli di prestazioni ordinarie* -, cui corrisponde una vita nominale:

$$V_n = 50 \text{ anni}$$

2.1.2. Classe d'uso

Con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, si adotta per la costruzione oggetto della presente relazione una Classe d'Uso II - *Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti*. Il valore del coefficiente d'uso Cu per la **classe d'uso III** è definito nella Tab. 2.4.II. NTC. $C_u = 1,5$

2.1.3. Periodo di riferimento per l'azione sismica

Le azioni sismiche vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento Vr che si ricava moltiplicando la vita nominale Vn per il coefficiente d'uso CU:

Il periodo di riferimento VR è pari a:

$$V_r = V_n \times C_u = 50 \times 1,5 = 75 \text{ anni}$$



3. AZIONE SISMICA

3.1. CONSIDERAZIONI GENERALI

L'azione sismica è stata valutata in conformità alle indicazioni riportate al capitolo 3.2 del D.M. 17 gennaio 2018 "Norme Tecniche per le Costruzioni".

In particolare il procedimento per la definizione degli spettri di progetto per i vari Stati Limite per cui sono state effettuate le verifiche è stato il seguente:

- Definizione della *Vita Nominale* e della *Classe d'Uso* della struttura, il cui uso combinato ha portato alla definizione del *Periodo di Riferimento* dell'azione sismica.
- Individuazione, tramite latitudine e longitudine, dei *parametri sismici di base* a_g , F_0 e T^*c , l'individuazione è stata effettuata interpolando tra i 4 punti più vicini al punto di riferimento dell'edificio.
- Determinazione dei coefficienti di amplificazione stratigrafica e topografica.
- Calcolo del *periodo* T_c corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello Spettro.

I dati così calcolati sono stati utilizzati per determinare lo Spettro di Progetto.

Il periodo di riferimento V_R è pari a: $V_R = V_N \times C_U = 50 \times 1.50 = 75$ anni

3.2. SCELTA DEL METODO DI ANALISI: ANALISI LINEARE

Il calcolo dell'azione sismica può essere svolta con analisi lineare o non lineare, e ognuna di esse può essere a sua volta realizzata con un approccio statico o dinamico.

L'analisi lineare è utilizzabile per sistemi dissipativi o non dissipativi.

3.2.1. SISTEMI NON DISSIPATIVI

Quando si utilizza l'analisi lineare per sistemi non dissipativi, come avviene per gli stati limite di esercizio, gli effetti delle azioni sismiche sono calcolati, quale che sia la modellazione per esse utilizzata, riferendosi allo spettro di progetto ottenuto assumendo un fattore di struttura q unitario (§ 3.2.3.4 – NTC2018). La resistenza delle membrature e dei collegamenti deve essere valutata in accordo con le regole presentate nel capitolo 4 delle NTC2018, non essendo necessario soddisfare i requisiti di duttilità fissati nel capitolo 7.

3.2.2. SISTEMI DISSIPATIVI

Quando si utilizza l'analisi lineare per sistemi dissipativi, come avviene per gli stati limite ultimi, gli effetti delle azioni sismiche sono calcolati, quale che sia la modellazione per esse utilizzata, riferendosi allo spettro di progetto ottenuto assumendo un fattore di struttura q maggiore dell'unità (§ 3.2.3.5 – NTC2018). La resistenza delle membrature e dei collegamenti deve essere valutata in accordo con le regole presentate nel capitolo 4 delle NTC 2018, essendo necessario soddisfare i requisiti di duttilità fissati nel capitolo 7.

3.3. FATTORI DI COMPORTAMENTO

Nel caso di analisi lineare, la domanda sismica per strutture a comportamento sia non dissipativo, sia dissipativo, può essere ridotta utilizzando un opportuno fattore di comportamento q . Il valore del fattore di comportamento dipende dalla tipologia strutturale (dissipativo o non dissipativo), dal suo grado di iperstaticità e dai criteri di progettazione adottati e prende in conto le non linearità di materiale.

Il limite superiore del fattore di comportamento relativo allo SLV può essere calcolato tramite la seguente espressione:



$$q_{lim} = q_0 \times K_R$$

dove:

q_0 è il valore base del fattore di comportamento allo SLV, i cui massimi valori sono riportati nella Tab. 7.3.II e dipendono dalla Classe di Duttività, dalla tipologia strutturale, dal coefficiente λ di cui al § 7.9.2.1 e del rapporto α_u/α_1 tra il valore dell'azione sismica per il quale si verifica la plasticizzazione a flessione, la scelta di q_0 deve essere espressamente giustificata.

K_R è un fattore che dipende dalle caratteristiche di regolarità in altezza della costruzione, con valore pari ad 1 per costruzioni regolari in altezza e pari a 0,8 per costruzioni non regolari in altezza.

Tab. 7.3.II – Valori massimi del valore di base q_0 del fattore di comportamento allo SLV per diverse tecniche costruttive ed in funzione della tipologia strutturale e della classe di duttilità CD

Tipologia strutturale	q_0	
	CD "A"	CD "B"
Costruzioni di calcestruzzo (§ 7.4.3.2)		
Strutture a telaio, a pareti accoppiate, miste (v. § 7.4.3.1)	$4,5 \alpha_u/\alpha_1$	$3,0 \alpha_u/\alpha_1$
Strutture a pareti non accoppiate (v. § 7.4.3.1)	$4,0 \alpha_u/\alpha_1$	3,0
Strutture deformabili torsionalmente (v. § 7.4.3.1)	3,0	2,0
Strutture a pendolo inverso (v. § 7.4.3.1)	2,0	1,5
Strutture a pendolo inverso intelaiate monopiano (v. § 7.4.3.1)	3,5	2,5
Costruzioni con struttura prefabbricata (§ 7.4.5.1)		
Strutture a pannelli	$4,0 \alpha_u/\alpha_1$	3,0
Strutture monolitiche a cella	3,0	2,0
Strutture con pilastri incastrati e orizzontamenti incernierati	3,5	2,5
Costruzioni d'acciaio (§ 7.5.2.2) e composte di acciaio-calcestruzzo (§ 7.6.2.2)		
Strutture intelaiate	$5,0 \alpha_u/\alpha_1$	4,0
Strutture con controventi eccentrici		
Strutture con controventi concentrici a diagonale tesa attiva	4,0	4,0
Strutture con controventi concentrici a V	2,5	2,0
Strutture a mensola o a pendolo inverso	$2,0 \alpha_u/\alpha_1$	2,0
Strutture intelaiate con controventi concentrici	$4,0 \alpha_u/\alpha_1$	4,0
Strutture intelaiate con tamponature in murature	2,0	2,0
Costruzioni di legno (§ 7.7.3)		
Pannelli di parete a telaio leggero chiodati con diaframmi incollati, collegati mediante chiodi, viti e bulloni	3,0	2,0
Strutture reticolari iperstatiche con giunti chiodati		
Portali iperstatici con mezzi di unione a gambo cilindrico	4,0	2,5
Pannelli di parete a telaio leggero chiodati con diaframmi chiodati, collegati mediante chiodi, viti e bulloni.	5,0	3,0
Pannelli di tavole incollate a strati incrociati, collegati mediante chiodi, viti, bulloni		2,5
Strutture reticolari con collegamenti a mezzo di chiodi, viti, bulloni o spinotti		
Strutture cosiddette miste, con intelaiatura (sismo-resistente) in legno e tamponature non portanti		
Strutture isostatiche in genere, compresi portali isostatici con mezzi di unione a gambo cilindrico, e altre tipologie strutturali		1,5
Costruzioni di muratura (§ 7.8.1.3)		
Costruzioni di muratura ordinaria	$1,75 \alpha_u/\alpha_1$	
Costruzioni di muratura armata	$2,5 \alpha_u/\alpha_1$	
Costruzioni di muratura armata con progettazione in capacità	$3,0 \alpha_u/\alpha_1$	
Costruzioni di muratura confinata	$2,0 \alpha_u/\alpha_1$	
Costruzioni di muratura confinata con progettazione in capacità	$3,0 \alpha_u/\alpha_1$	
Ponti (§ 7.9.2.1)		
Pile in calcestruzzo armato		
Pile verticali inflesse	$3,5 \lambda$	1,5
Elementi di sostegno inclinati inflessi	$2,1 \lambda$	1,2
Pile in acciaio:		
Pile verticali inflesse	3,5	1,5
Elementi di sostegno inclinati inflessi	2,0	1,2
Pile con controventi concentrici	2,5	1,5
Pile con controventi eccentrici	3,5	-
Spalle		
In genere	1,5	1,5
Se si muovono col terreno	1,0	1,0



Nel caso in esame si è proceduto considerando la struttura un **sistema non dissipativo** e quindi si adotta un fattore di comportamento q_{ND} , ridotto rispetto al valore minimo relativo alla classe di duttilità CD"B" corrispondente, secondo l'espressione:

$$1 \leq q_{ND} = 2/3 q_{CD"B"} \leq 1,5$$

Nel caso in esame si adotta:

$$q_{lim} = 1.0$$

La resistenza delle membrature e dei collegamenti è valutata in accordo con le regole presentate nel capitolo 4 delle NTC 2018, non risulta necessario soddisfare i requisiti di duttilità fissati nel capitolo 7.

3.4. ANALISI DINAMICA LINEARE

L'analisi dinamica lineare consiste: nella determinazione dei modi di vibrare della costruzione (analisi modale), nel calcolo degli effetti dell'azione sismica, rappresentata dallo spettro di risposta di progetto, per ciascuno dei modi di vibrare individuati e nella combinazione di questi effetti. Per la combinazione degli effetti relativi ai singoli modi è utilizzata una combinazione quadratica completa (COC) degli effetti relativi a ciascun modo.

3.5. COMBINAZIONE DELLE COMPONENTI DELL'AZIONE SISMICA

La combinazione delle diverse componenti dell'azione sismica, essendo la risposta valutata mediante analisi lineare, è calcolata separatamente per ciascuna delle tre componenti. Gli effetti sulla struttura sono combinati successivamente, applicando la seguente espressione:

$$1,00 E_x \pm 0,30 E_y \pm 0,30 E_z$$

con rotazione dei coefficienti moltiplicativi e individuazione degli effetti più gravosi.

3.6. VALUTAZIONE DEGLI SPOSTAMENTI

Gli spostamenti d_E della struttura sotto l'azione sismica di progetto allo SLV sono ottenuti moltiplicando per il fattore μ_Δ i valori d_{Ee} ottenuti dall'analisi secondo:

$$d_E = \pm \mu_\Delta \cdot d_{Ee}$$

dove:

$$\begin{aligned} \mu_\Delta &= q & \text{se } T_1 \geq T_C \\ \mu_\Delta &= 1 + (q-1) \cdot T_C / T_1 & \text{se } T_1 < T_C \end{aligned}$$

e in ogni caso $\mu_\Delta \leq 5q - 4$.

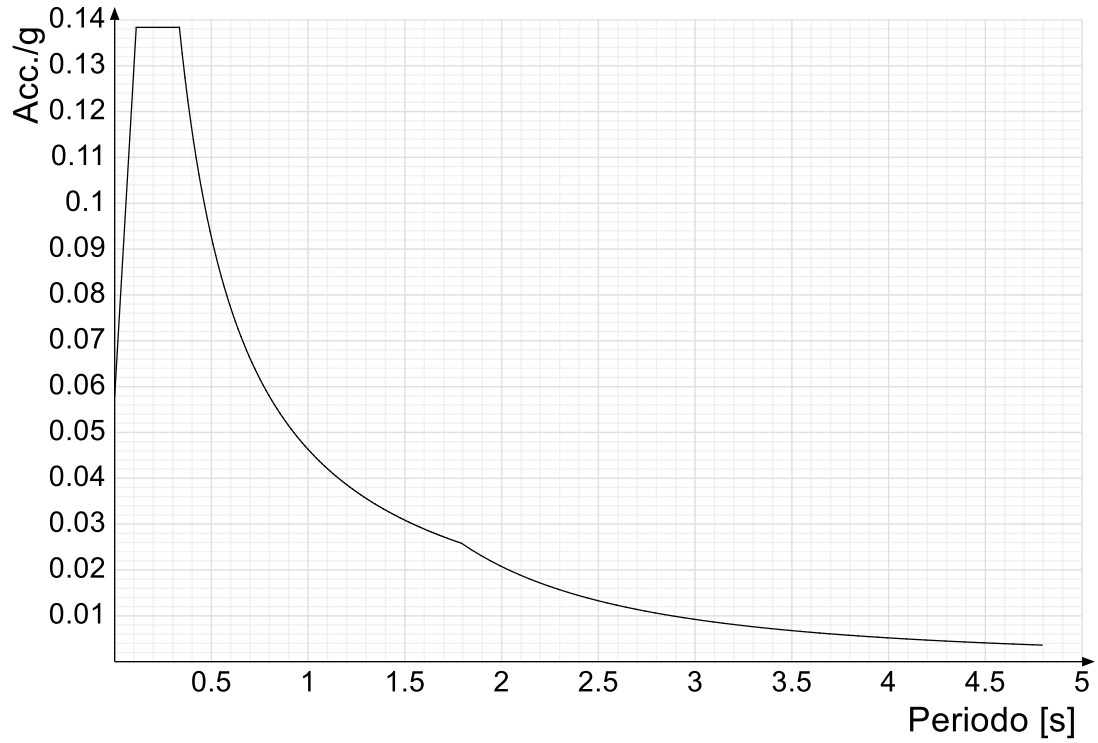
3.7. INDIVIDUAZIONE DEGLI SPETTRI DI PROGETTO

Il territorio di Cologno è classificato, ai sensi della vigente normativa, in zona sismica 3.

I valori degli spettri di progetto sono stati ricavati dal Programma di calcolo utilizzato per la modellazione delle strutture e per le verifiche.

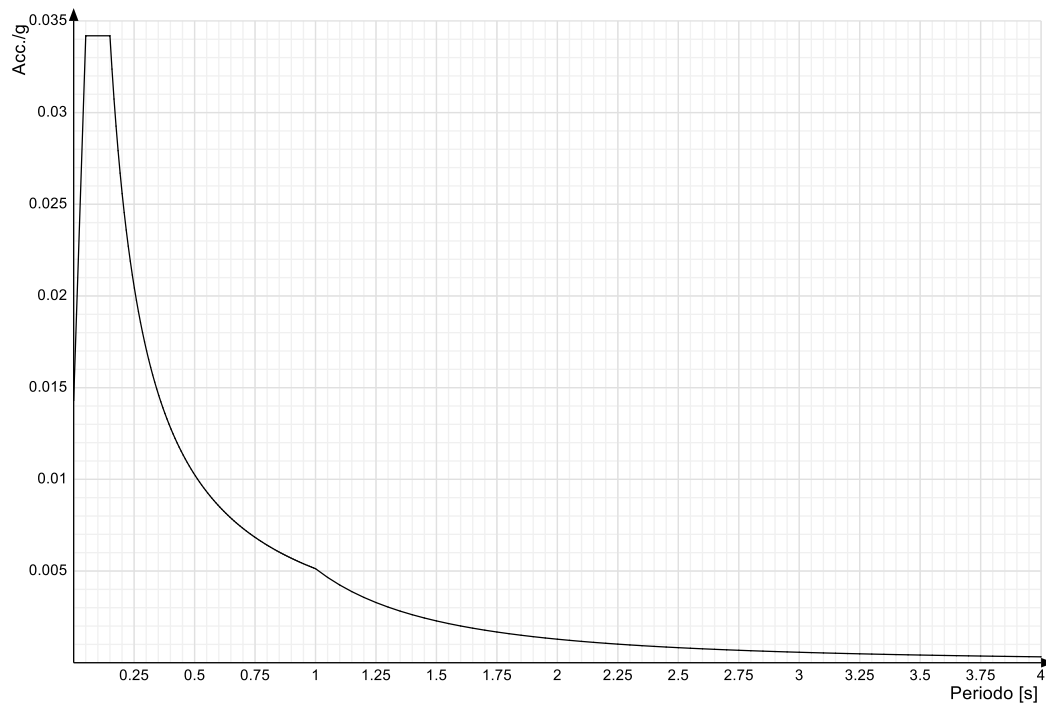


Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali SLO § 3.2.3.2.1 [3.2.2]

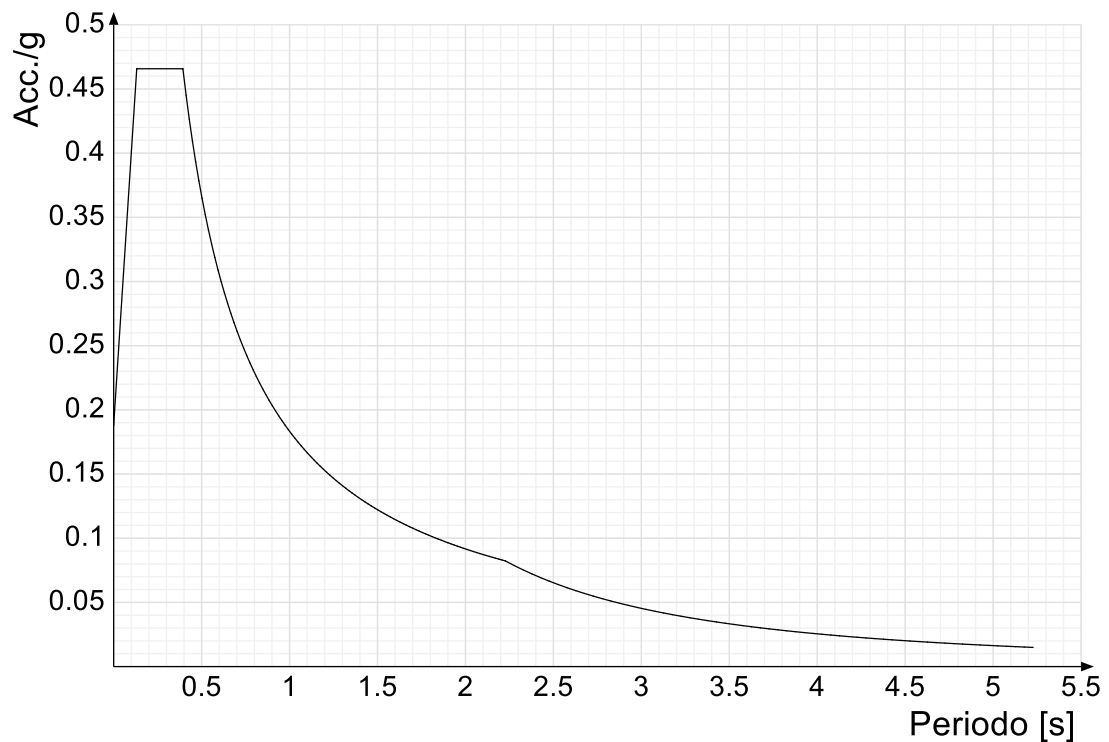




Spettro di risposta elastico in accelerazione della componente verticale SLO § 3.2.3.2.2 [3.2.8]

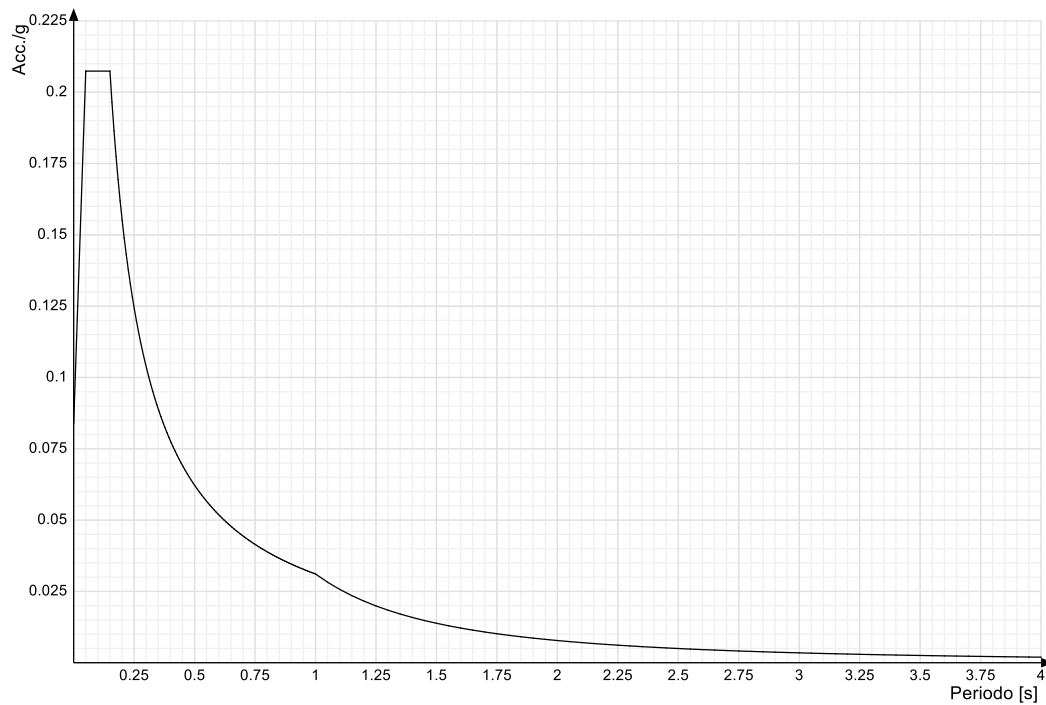


Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali SLV § 3.2.3.2.1 [3.2.2]

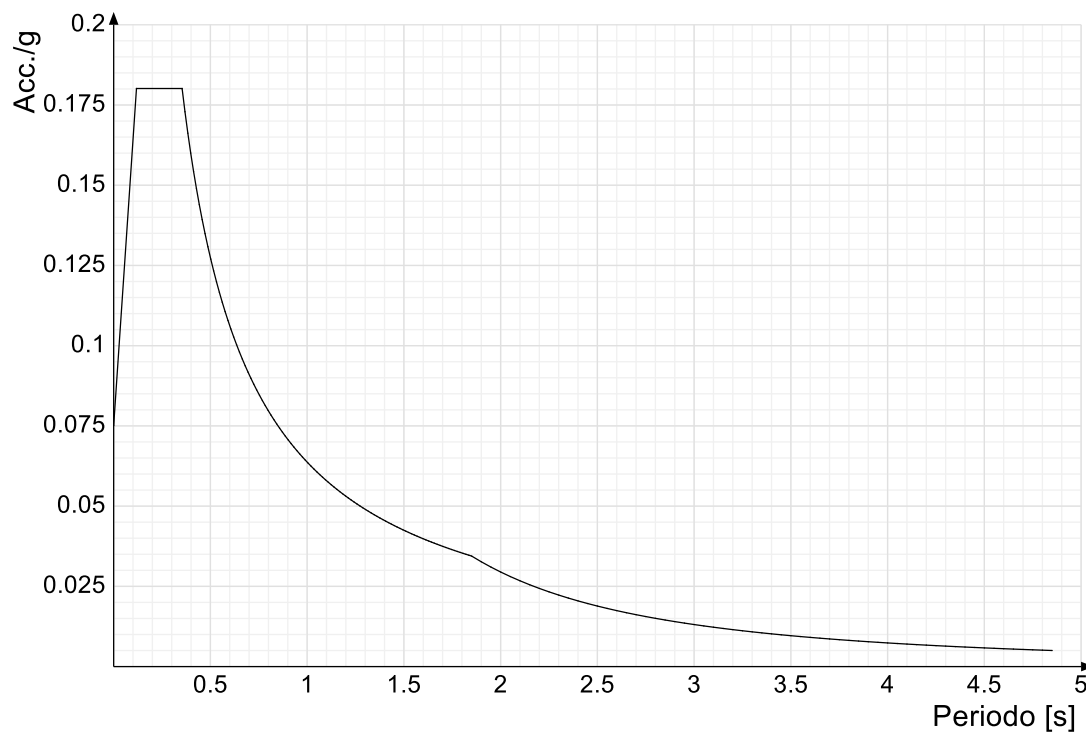




Spettro di risposta elastico in accelerazione della componente verticale SLV § 3.2.3.2.2 [3.2.8]

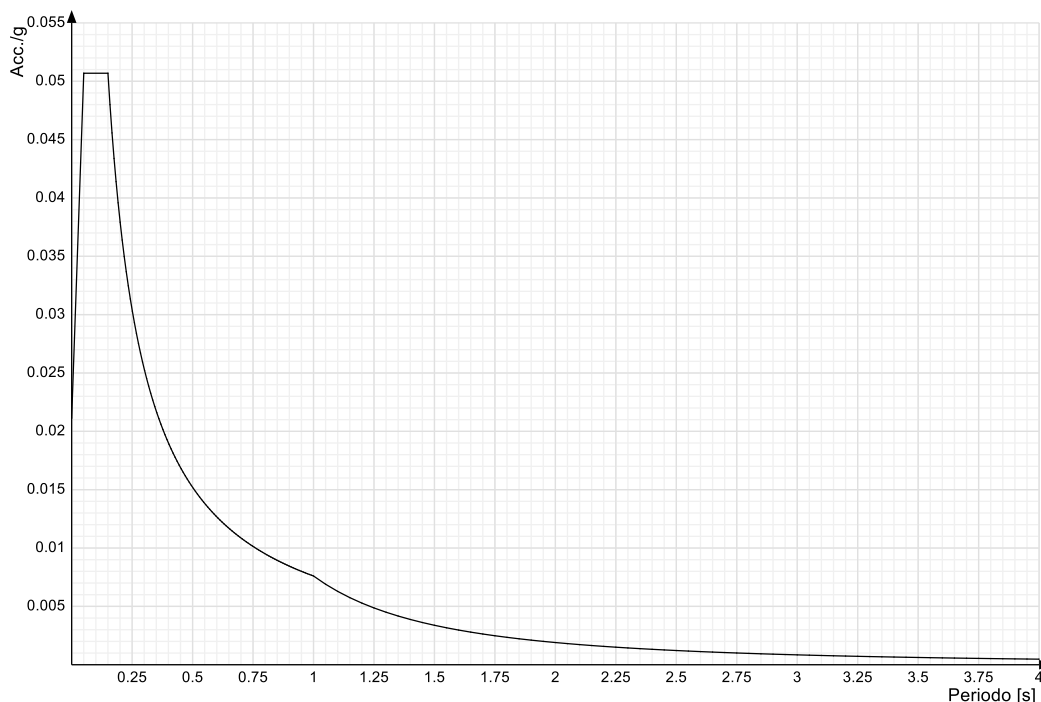


Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali SLD § 3.2.3.2.1 [3.2.2]





Spettro di risposta elastico in accelerazione della componente verticale SLD § 3.2.3.2.2 [3.2.8]



4. REQUISITI NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE

Per garantire il rispetto degli Stati Limite Ultimi e di Esercizio occorre effettuare diverse verifiche di sicurezza. Ciascuna di esse garantisce, per ogni Stato Limite, quindi per il corrispettivo livello di azione sismica, il raggiungimento di una data prestazione da parte della costruzione nel suo complesso.

Le verifiche di sicurezza da effettuare sono riepilogate in funzione della Classe d'uso nella Tab. C7.1.I della "Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 - Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008" in cui si fa riferimento anche al paragrafo che nelle NTC disciplina ciascuna verifica.

A riguardo, si evidenzia che le verifiche allo SLC devono essere effettuate sulle sole costruzioni provviste di isolamento sismico.



Tabella C7.1.I - Verifiche di sicurezza in funzione della Classe d'uso.

SL	Descrizione della prestazione	Riferimento Norme	Classe d'uso			
			I	II	III	IV
SLO	Contenimento del danno degli elementi non strutturali	§ 7.3.7.2			x	x
	Funzionalità degli impianti	§ 7.3.7.3			x	x
SLD	Resistenza degli elementi strutturali	§ 7.3.7.1			x	x
	Contenimento del danno degli elementi non strutturali	§ 7.3.7.2	x	x		
	Contenimento delle deformazioni del sistema fondazione-terreno	§ 7.11.5.3	x	x	x	x
	Contenimento degli spostamenti permanenti dei muri di sostegno	§ 7.11.6.2.2	x	x	x	x
SLV	Assenza di martellamento tra strutture contigue	§ 7.2.2	x	x	x	x
	Resistenza delle strutture	§ 7.3.6.1	x	x	x	x
	Duttilità delle strutture	§ 7.3.6.2	x	x	x	x
	Assenza di collasso fragile ed espulsione di elementi non strutturali	§ 7.3.6.3	x	x	x	x
	Resistenza dei sostegni e collegamenti degli impianti	§ 7.3.6.3	x	x	x	x
	Stabilità del sito	§ 7.11.3	x	x	x	x
	Stabilità dei fronti di scavo e dei rilevati	§ 7.11.4	x	x	x	x
	Resistenza del sistema fondazione-terreno	§ 7.11.5.3	x	x	x	x
	Stabilità dei muri di sostegno	§ 7.11.6.2.2	x	x	x	x
	Stabilità delle paratie	§ 7.11.6.3.2	x	x	x	x
	Resistenza e stabilità dei sistemi di contrasto e degli ancoraggi	§ 7.11.6.4.2	x	x	x	x
SLC	Resistenza dei dispositivi di vincolo temporaneo tra costruzioni isolate	§ 7.2.1	x	x	x	x
	Capacità di spostamento degli isolatori	§ 7.10.6.2.2	x	x	x	x

5. AZIONI SULLE COSTRUZIONI

Si distinguono combinazioni delle azioni che possono riferirsi a stati limite ultimi (SLU) o a stati limite di esercizio (SLE). Per il calcolo delle combinazioni che saranno di seguito esposte si utilizzeranno appositi coefficienti per la combinazione dei carichi (Tab 2.5.I – D.M. 2018).

5.1. COMBINAZIONI DELLE AZIONI

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

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

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

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

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

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

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

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



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

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

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

5.2. AZIONI NELLE VERIFICHE AGLI STATI LIMITE

5.2.1. STATI LIMITE ULTIMI

Limitatamente alle combinazioni di carico agli stati limite ultimi si utilizzeranno anche coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU, scelti in accordo alla tabella 2.6.I del D.M. 2018, e facendo riferimento allo stato limite di resistenza della struttura (STR).

		Coefficiente γ_f	EQU	A1	A2
Carichi permanenti G_k	Favorevoli	γ_m	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_{k2}^{(2)}$	Favorevoli	γ_m	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q_k	Favorevoli	γ_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

⁽²⁾ 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.



6. MATERIALI

6.1. CALCESTRUZZO

Per la realizzazione degli elementi strutturali sarà impiegato calcestruzzo con classe di resistenza **C25/30**. Nella tabella seguente si riportano le caratteristiche del calcestruzzo:

Calcestruzzo - Rif. UNI EN 1992 - 1 - 1 : 2005			
Resistenza caratteristica cubica	R_{ck}	30.0 MPa	
Resistenza caratteristica cilindrica	f_{ck}	25.0 MPa	
Coefficiente di sicurezza parziale per il calcestruzzo	γ_c	1.50	
Coefficiente che tiene conto degli effetti di lungo termine	α_{cc}	0.85	
Valore medio della resistenza a compressione cilindrica	f_{cm}	33.0 MPa	
Valore medio della resistenza a trazione assiale del calcestruzzo	f_{ctm}	2.56 MPa	
Resistenza caratteristica cilindrica del calcestruzzo	f_{ck}	25.0 MPa	
Eta' del calcestruzzo espressa in giorni	t	365 giorni	
Eta' del calcestruzzo espressa in giorni al <u>tempo di applicazione del carico</u>	t_0	28 giorni	
Umidità ambientale relativa	RH	50 %	
Area della sezione trasversale dell'elemento analizzato	A_c	2.20E+05 mm ²	
Perimetro dell'elemento a contatto con l'atmosfera	u	2000 mm	
Resistenza media a compressione a 28 giorni	f_{cm}	33.00 MPa	$f_{cm} = f_{ck} + 8$
Valore secante del modulo di elasticità	E_{cm}	31.48 [GPa]	$E_{cm} = 22 [f_{cm}/10]^{0.3}$
Classe di resistenza del cemento		CEM 32,5 R	
Tipo di cemento utilizzato		Classe N	
Coefficiente "s" funzione del tipo di cemento utilizzato	s	0.25	
Coefficiente che dipende dall'età "t ₀ " del calcestruzzo	$t_0 = 28$ $\beta_{cc}(t_0)$	1.00	$\beta_{cc}(t) = \exp [s(1 - (28/t)^{0.5})]$
Coefficiente che dipende dall'età "t" del calcestruzzo	$t = 365$ $\beta_{cc}(t)$	1.20	$\beta_{cc}(t) = \exp [s(1 - (28/t)^{0.5})]$
Resistenza media a compressione all'età "t"	$t_0 = 28$ $f_{cm}(t)$	33.00 MPa	$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) f_{cm}$
Valore secante del modulo di elasticità all'età "t ₀ "	$t_0 = 28$ $E_{cm}(t)$	31.48 GPa	$E_{cm}(t) = [f_{cm}(t)/f_{cm}]^{0.3} E_{cm}$
Resistenza media a compressione all'età "t"	$t = 365$ $f_{cm}(t)$	39.54 MPa	$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) f_{cm}$
Valore secante del modulo di elasticità all'età "t"	$t = 365$ $E_{cm}(t)$	33.23 GPa	$E_{cm}(t) = [f_{cm}(t)/f_{cm}]^{0.3} E_{cm}$
Coef. effetto resistenza del calcestruzzo sul coefficiente nominale di viscosità	$\beta(f_{cm})$	2.92	$\beta(f_{cm}) = 16.8/(f_{cm})^{0.5}$
Coef. effetto età CLS al momento applicazione carico sul coeff. nominale di viscosità	$\beta(t_0)$	0.49	$\beta(t_0) = 1/(0.1 + t_0^{0.2})$
Dimensione fittizia dell'elemento	h_0	220.0 mm	$h_0 = 2A_c/u$
Coefficienti atti a prendere in conto l'influenza della resistenza del calcestruzzo	α_1	1.04	$\alpha_1 = [35/f_{cm}]^{0.7}$
	α_2	1.01	$\alpha_2 = [35/f_{cm}]^{0.2}$
	α_3	1.03	$\alpha_3 = [35/f_{cm}]^{0.5}$
Coefficiente che tiene conto dell'effetto dell'umidità relativa sul coefficiente nominale di viscosità	$\varphi_{RH,1}$	1.83	$\varphi_{RH,1} = 1 + [1 - RH/100] / [0.1h_0^{0.33}]$
	$\varphi_{RH,2}$	1.87	$\varphi_{RH,2} = 1 + \alpha_1 [1 - RH/100] / [0.1h_0^{0.33}] \alpha_2$
	φ_{RH}	1.83	
Coefficiente nominale di viscosità	Φ_0	2.61	$\Phi_0 = \varphi_{RH} \beta(f_{cm}) \beta(t_0)$
Coefficiente che tiene conto dell'umidità relativa e della dimensione fittizia dell'elemento	$\beta_{H,1}$	580.03	$\beta_{H,1} = 1.5[1 + (0.012 RH)^{1.5}]h_0 + 250$
	$\beta_{H,2}$	587.50	$\beta_{H,2} = 1.5[1 + (0.012 RH)^{1.5}]h_0 + 250\alpha_3$
	β_H	580.03	
Coefficiente evoluzione viscosità nel tempo dopo l'applicazione del carico	$\beta_c(t, t_0)$	0.74	$\beta_c(t, t_0) = [(t - t_0)/(\beta_H + t - t_0)]^{0.3}$
COEFFICIENTE DI VISCOSITA' AL TEMPO t	$\varphi(t, t_0)$	1.93	$\varphi(t, t_0) = \Phi_0 \beta(t, t_0)$
COEFFICIENTE DI VISCOSITA' A t = ∞	$\varphi(\infty, t_0)$	2.61	$\varphi(\infty, t_0)$
Valore caratteristico della resistenza a trazione assiale (frattile 5%)	$f_{ctk,0.05}$	1.80 MPa	
Valore caratteristico della resistenza a trazione assiale (frattile 95%)	$f_{ctk,0.95}$	3.33 MPa	
Deformazione di contrazione nel calcestruzzo alla tensione f_c	ϵ_{c1}	0.0020	
Deformazione ultima di contrazione nel calcestruzzo	ϵ_{cu}	0.0035	
Resistenza di progetto a compressione del calcestruzzo	f_{cd}	14.17 MPa	
Resistenza di progetto a trazione del calcestruzzo	f_{ctd}	1.20 MPa	
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione caratteristica	$\sigma_{c,caratt.}$	15.00 MPa	
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,q.p.}$	11.25 MPa	
Modulo di elasticità secante del calcestruzzo	E_{cm}	31.48 GPa	
MODULO DI ELASTICITA' AL TEMPO t RIDOTTO PER EFFETTO VISCOSO	$E_{c,t}$	10.73 GPa	Eq. 7.20 - §7.4.3.(5) - UNI EN 1992-1-1:2005
MODULO DI ELASTICITA' AL TEMPO t = ∞ RIDOTTO PER EFFETTO VISCOSO	$E_{c,t=\infty}$	8.72 GPa	Eq. 7.20 - §7.4.3.(5) - UNI EN 1992-1-1:2005

I diagrammi costitutivi del calcestruzzo sono adottati in conformità alle indicazioni riportate al punto 4.1.2.1.2.1 del D.M. 17 gennaio 2018.

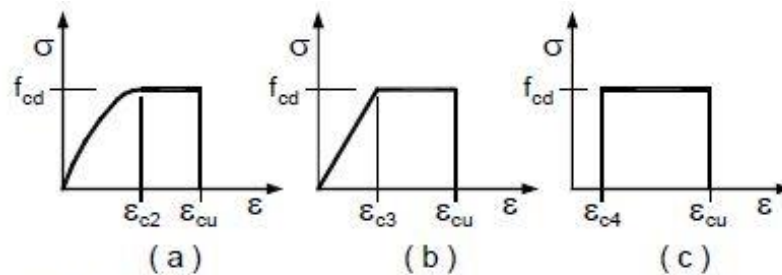


Fig. 4.1.1 – Modelli σ - ϵ per il calcestruzzo

6.2. ACCIAIO PER C.A.

Per la realizzazione di elementi strutturali nuovi sarà impiegato acciaio per calcestruzzo armato di classe B450C, per il quale si riportano i seguenti valori:

Acciaio - Rif. UNI EN 1992 - 1 - 1 : 2005

Resistenza a snervamento dell'acciaio
Coefficiente di sicurezza parziale per l'acciaio
Modulo di elasticità secante dell'acciaio
Deformazione a snervamento dell'acciaio
Deformazione ultima dell'acciaio
Resistenza di progetto a trazione dell'acciaio
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS

f_{yk}	450	MPa
γ_s	1.15	
E_s	200.00	GPa
ϵ_{yd}	0.001957	
ϵ_{su}	0.01	
f_{yd}	391.3	MPa
σ_s	360	MPa

(a) bilineare finito con incrudimento; (b) elastico-perfettamente plastico indefinito.

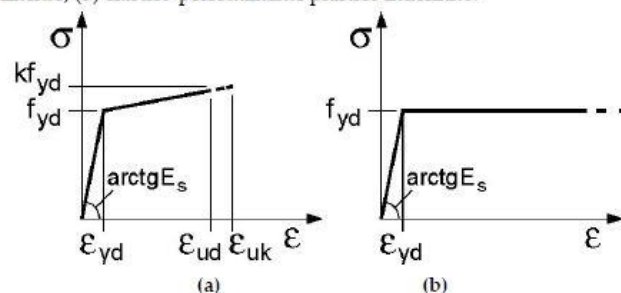


Fig. 4.1.3 – Modelli σ - ϵ per l'acciaio

I diagrammi costitutivi dell'acciaio sono adottati in conformità alle indicazioni riportate al punto 4.1.2.1.2.2 del D.M. 17 gennaio 2018; in particolare è adottato il modello elastico perfettamente plastico rappresentato in fig. (b).

6.3. ACCIAIO LAMINATO

Per la realizzazione di elementi strutturali metallici sarà impiegato acciaio di uso strutturale laminato a caldo con profili a sezione cava appartenenti al grado da S235 a S460 e le loro caratteristiche dovranno essere conformi ai requisiti di cui al § 11.3.4 delle NTC.

I valori della tensione di snervamento f_{yk} e della tensione di rottura f_{tk} da adottare nelle verifiche quali valori caratteristici sono specificati nel § 11.3.4.1 delle NTC.

In sede di progettazione si sono assunti i seguenti valori nominali delle proprietà del materiale:

modulo elastico	$E = 210.000 \text{ N/mm}^2$
modulo di elasticità trasversale	$G = E / [2 (1 + \nu)] \text{ N/mm}^2$
coefficiente di Poisson	$\nu = 0,3$



densità

$$\rho = 7850 \text{ kg/m}^3$$

In sede di progettazione, per gli acciai di cui alle norme europee EN 10025, EN 10210 ed EN 10219-1, si sono assunti nei calcoli i valori nominali delle tensioni caratteristiche di snervamento f_{yk} e di rottura f_{tk} riportati nelle tabelle seguenti. Per la realizzazione dei pali di illuminazione previsti in progetto si prescrive acciaio di grado S355.

Tab. 4.2.II - Laminati a caldo con profili a sezione curva

Norme e qualità degli acciai	Spessore nominale "t" dell'elemento			
	t ≤ 40 mm		40 mm < t ≤ 80 mm	
	f_{yk} [N/mm ²]	f_{tk} [N/mm ²]	f_{yk} [N/mm ²]	f_{tk} [N/mm ²]
UNI EN 10210-1				
S 235 H	235	360	215	340
S 275 H	275	430	255	410
S 355 H	355	510	335	490
S 275 NH/NLH	275	390	255	370
S 355 NH/NLH	355	490	335	470
S 420 NH/NLH	420	540	390	520
S 460 NH/NLH	460	560	430	550
UNI EN 10219-1				
S 235 H	235	360		
S 275 H	275	430		
S 355 H	355	510		
S 275 MH/MLH	275	370		
S 355 MH/MLH	355	470		
S 275 MB/MLB	275	360		
S 355 MB/MLB	355	470		
S 420 MB/MLB	420	500		
S 460 MB/MLB	460	530		
S 460 NH/NHL	460	550		

6.4. PROCESSO DI SALDATURA

Il processo di saldatura deve essere conforme ai requisiti di cui al §11.3.4.5 delle NTC. I valori della tensione di snervamento f_{yb} e della tensione di rottura f_{tb} dei bulloni, adottati nelle verifiche quali valori caratteristici sono specificati nel § 11.3.4.6 delle NTC.

In relazione alla tipologia dei manufatti realizzati mediante giunzioni saldate, il costruttore deve essere certificato secondo la norma UNI EN ISO 3834:2006 parti 2,3 e 4. I requisiti sono riassunti nella Tab 11.3.XII delle NTC 2018.

Tab. 11.3.XII

Tipo di azione sulle strutture	Strutture soggette a fatica in modo non significativo			Strutture soggette a fatica in modo significativo
	A	B	C	
Riferimento				D
Materiale Base: Spessore minimo delle membrature	S235, s ≤ 30 mm S275, s ≤ 30 mm	S355, s ≤ 30 mm S235 S275	S235 S275 S355 S460, s ≤ 30 mm	S235 S275 S355 S460 (Nota 1) Acciai inossidabili e altri acciai non esplicitamente menzionati (Nota 1)
Livello dei requisiti di qualità secondo la norma UNI EN ISO 3834:2006	Elementare UNI EN ISO 3834-4	Medio UNI EN ISO 3834-3	Medio UNI EN ISO 3834-3	Completo UNI EN ISO 3834-2
Livello di conoscenza tecnica del personale di Coordinamento della saldatura secondo la norma UNI EN ISO 14731:2007	Di base	Specifico	Completo	Completo

Nota 1) Vale anche per strutture non soggette a fatica in modo significativo



6.5. BULLONI E CHIODI

I bulloni e i chiodi per collegamenti di forza devono essere conformi ai requisiti di cui al § 11.3.4.6 delle NTC. I valori della tensione di snervamento f_{yb} e della tensione di rottura f_{tb} dei bulloni, adottati nelle verifiche quali valori caratteristici sono specificati nel § 11.3.4.6 delle NTC.

Agli assiami Vite/dado/Rondella impiegati nelle giunzioni non precaricate si applica quanto specificato al punto A del § 11.3 in conformità alla normativa armonizzata UNI EN 15048-1.

In alternativa anche agli assiami ad alta resistenza conformi alla norma europea armonizzata UNI EN 14399-1 sono idonei per l'uso di giunzioni non precaricate. Viti, dadi e rondelle, in acciaio, devono essere associate come in tabella 11.3 XIII.a.

Tab. 11.3.XIII.a

Viti	Dadi	Rondelle	Riferimento		
Classe di resistenza UNI EN ISO 898-1:2013	Classe di resistenza UNI EN ISO 898-2:2012	Durezza			
4.6	4; 5; 6 oppure 8	100 HV min.	UNI EN 15048-1		
4.8					
5.6	5; 6 oppure 8				
5.8					
6.8	6 oppure 8				
8.8	8 oppure 10	100 HV min oppure 300 HV min.			
10.9	10 oppure 12				

Le tensioni di snervamento f_{yb} e di rottura f_{tb} delle viti appartenenti alle classi indicate sono riportate nella tabella 11.3.XIII.b delle NTC.

Tab. 11.3.XIII.b

Classe	4.6	4.8	5.6	5.8	6.8	8.8	10.9
f_{yb} (N/mm ²)	240	320	300	400	480	640	900
f_{tb} (N/mm ²)	400	400	500	500	600	800	1000

7. INDAGINI GEOLOGICO – GEOTECNICHE

Si rimanda alla Relazione Geologica/Geotecnica redatta dal dott. Geol. Mauro Mele, allegata al Progetto Preliminare di adeguamento del Campo Sportivo Comunale, di cui si riporta qualche stralcio significativo.



Dal punto di vista geologico e geomorfologico, l'area oggetto dell'intervento si colloca ad una quota di circa 177.9 m s.l.m., nel contesto della vasta pianura fluvioglaciale del Pleistocene Medio-Superiore che costituisce il locale "*Livello Fondamentale della Pianura*" (Auct.) dell'Alta Pianura Bresciana a morfologia sub-pianeggiante o leggermente convessa e degradante verso Sud, con pendenza compresa tra il 5-10%.

L'area è caratterizzata:

- in superficie, dall'affioramento dell'unità geologica fg^{w2} corrispondente alle "*Alluvioni fluvioglaciali sabbiose e ghiaiose, per lo più non alterate, corrispondente al Livello Fondamentale della Pianura*" (Foglio N° 46 "TREVIGLIO" della CARTA GEOLOGICA D'ITALIA) che ospita i depositi fluvioglaciali, costituiti prevalentemente da ghiaia con sabbia e ciottoli che provengono dallo smantellamento delle cerchie moreniche ad opera degli scaricatori glaciali del ghiacciaio Sebino, e suoli molto profondi (150 cm);
- in profondità, dall'alto al basso stratigrafico e fino a 100 m p.c. circa:
 - LITOZONA "GHIAIOSO-SABBIOSA": costituita alternanze di litologie ghiaiose e ghiaioso-sabbiose con, a partire da 15 metri dal p.c., livelli conglomeratici che intorno a 30 m passano a conglomerati compatti o fessurati.

In ottemperanza alle indicazioni fornite dalla normativa vigente (*gr. PAR. 1.2*), sono state effettuate le seguenti indagini (FIG. 4):

- n° 3 (tre) prove penetrometriche dinamiche (*Standard Cone Penetration Test*; SCPT), eseguite in data 29 Marzo 2018 e spinte fino alle profondità massima di circa 5.4 m p.c. (prove a rifiuto) dal piano strada;
- n° 1 (uno) prospezione sismica passiva *Horizontal-to-Vertical Spectral Ratio* (HVSr), eseguita in data 29 Marzo 2018 per la determinazione della Frequenza Fondamentale di sito (F_0);
- n° 1 (uno) prospezione sismica attiva *Multi-Channel Analysis of Surface Waves* (MASW), eseguita in data 29 Marzo 2018 per la determinazione del profilo verticale di velocità delle onde di taglio V_s .

In fase di progettazione, è possibile utilizzare lo spettro di norma caratteristico della categoria di suolo rilevata, utilizzando per il caso in esame quello della CATEGORIA DI SUOLO B.

Per il sito oggetto dell'asseverazione, date le caratteristiche dei terreni (granulometria ghiaioso-sabbiosa) e la profondità media della falda (50 m p.c.) si esclude pertanto l'esistenza dei fattori predisponenti il rischio da liquefazione dei terreni.

UNITÀ	TESSITURA	SPESORE MAX. (m)	N _{SPR}	ADDENSAMENTO	γ (t/m ³)	DENSITÀ REL. (D _s) (%)	ϕ_c
LT_01	Terreno limoso-sabbioso	27	9	Da sciolto a mediamente addensato	1.7	15 - 35	28.0°
LT_03	Ghiaia	-	29	Mediamente Addensato	1.8	65 - 85	> 35°



8. ANALISI DEI CARICHI

Le analisi dei carichi sono state desunte dai pesi dei vari materiali e dalla normativa vigente in materia. In aggiunta ai carichi permanenti dei pesi propri della struttura vengono computati i relativi carichi accidentali tipici della destinazione d'uso della struttura. Sulla copertura vengono applicati i carichi da neve del luogo su cui sorgono le opere, secondo quanto specificato al punto 3.4 del D.M. 17 gennaio 2018 "Nuove Norme Tecniche per le costruzioni".

Località: COLOGNE Provincia: BRESCIA Regione: LOMBARDIA
Coordinate GPS: Latitudine : 45,5817 N Longitudine: 9,9336 E
Altitudine s.l.m.: 178,83 m

8.1. PRESSIONE DEL VENTO

Zona vento = 1 ($V_{b.o} = 25 \text{ m/s}$; $A_o = 1000 \text{ m}$; $K_a = 0,010 \text{ 1/s}$)
Classe di rugosità del terreno: C [Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni...); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D]
Categoria esposizione: tipo III ($K_r = 0,20$; $Z_o = 0,10 \text{ m}$; $Z_{min} = 5 \text{ m}$)
Velocità di riferimento = 25,00 m/s Pressione cinetica di riferimento (q_b) = 0,39 kN/mq
Coefficiente di forma (C_p) = 1,00 Coefficiente dinamico (C_d) = 1,00
Coefficiente di esposizione (C_e) = 2,61 Coefficiente di esposizione topografica (C_t) = 1,00
Altezza = 20,00 m **Pressione del vento ($p = q_b C_e C_p C_d$) = 1,02 kN/mq**

8.2. CARICO DEL VENTO – TORRI PORTA-FARI

Le sollecitazioni prodotte dal carico del vento sulle torri sono valutate secondo le indicazioni del "CNR-DT 207/2008 - Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni" a cura del Consiglio Nazionale delle Ricerche - Commissione di studio per la predisposizione e l'analisi di norme tecniche relative alle costruzioni.

A seguire si riporta stralcio del documento, in particolare si riportano le parti riguardanti la valutazione dell'azione del vento sulle strutture snelle (§ G.10).

I coefficienti di forza e di momento per unità di lunghezza sono forniti dalle relazioni

$$c_{fx} = c_{fxo} \cdot \psi_x \quad (\text{G.18a})$$

$$c_{fy} = c_{fyo} \cdot \psi_y \quad (\text{G.18b})$$

$$c_{mz} = c_{mzo} \cdot \psi_z \quad (\text{G.18c})$$

8.2.1. Strutture ed elementi a sezione poligonale regolare

(rif. CNR-DT 207-2008 §G.10.4)

Nel caso di flusso ortogonale a una faccia, o comunque nel caso di flusso diretto secondo un asse di simmetria della sezione, il vento esercita sulle strutture e sugli elementi a sezione poligonale regolare una forza per unità di lunghezza, nella direzione del flusso X, espressa dall'Eq. (G.18a). Tralasciando gli effetti di bordo tale forza è quantificata mediante un coefficiente di forza c_{fxo} .

Per le sezioni poligonali a spigoli vivi la separazione del flusso può essere dettata tanto dagli spigoli, come accade per i poligoni con pochi lati, ovvero dal flusso, come accade per i poligoni con molti lati, il cui comportamento aerodinamico tende a quello della sezione circolare. La Tabella G.XVI fornisce i valori del coefficiente di forza c_{fxo} per le sezioni più comuni, nel caso in cui la superficie sia liscia; essi



devono intendersi come i valori più elevati che si ottengono al variare dell'angolo di incidenza del vento, tranne nel caso della sezione triangolare, per la quale vengono considerate due direzioni di incidenza. I valori sono relativi ad una dimensione di riferimento l pari al diametro della circonferenza circoscritta.

Tabella G.XVI – Coefficiente di forza c_{fx0} per sezioni poligonali regolari.

Sezione	c_{fx0}
Triangolo – vertice sopravvento	1,5
Triangolo – vertice sottovento	1,7
Pentagono	1,8
Esagono	1,6
Ottagono	1,4
Decagono	1,3
Dodecagono	1,2

Il coefficiente di forza trasversale, c_{fy0} , e il coefficiente di momento torcente, c_{mz0} , per quanto nulli a rigore quando il vento è diretto secondo un asse di simmetria della sezione, possono assumere valori diversi da zero anche per modeste deviazioni della direzione di incidenza. Ciò accade soprattutto per poligoni con pochi lati.

8.2.2. Strutture ed elementi a sezione circolare

(rif. CNR-DT 207-2008 §G.10.6)

Il vento esercita sulle strutture e sugli elementi a sezione circolare una forza per unità di lunghezza, nella direzione del flusso X , espressa dall'Eq. (G.18a). Tralasciando gli effetti di bordo tale forza è quantificata mediante un coefficiente di forza c_{fx0} .

La Figura G.51 riporta i coefficienti di forza c_{fx0} delle sezioni circolari in funzione del numero di Reynolds Re e dal rapporto k/b , essendo k la scabrezza della superficie e b il diametro della sezione. Le curve A e B riportate in Figura G.51 sono date dalle espressioni:

$$c_{fx0} = \frac{0,11}{(Re/10^6)^{1,4}} \leq 1,2 \quad (\text{curva A}) \quad (G.22a)$$

$$c_{fx0} = 1,2 + \frac{0,18 \cdot \log_{10}(10 \cdot k/b)}{1 + 0,4 \cdot \log_{10}(Re/10^6)} \geq 0,4 \quad (k/b \geq 10^{-5}) \quad (\text{curva B}) \quad (G.22b)$$

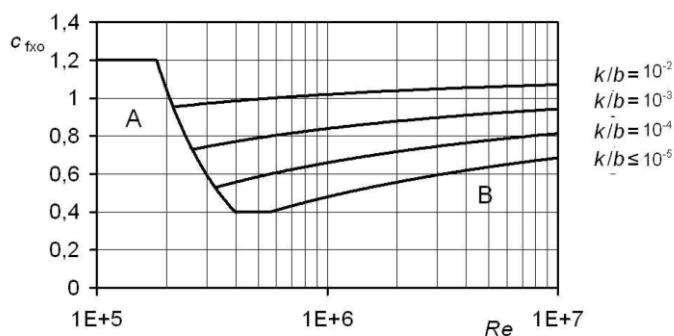


Figura G.51 – Coefficiente di forza c_{fx0} per strutture ed elementi a sezione circolare.

Il coefficiente di forza trasversale, c_{fy0} , e il coefficiente di momento torcente, c_{mz0} , per quanto nulli a rigore, possono assumere valori diversi da zero anche per modeste imperfezioni della forma della sezione nominalmente circolare.

Tabella G.XVII – Scabrezza k della superficie.

Superficie	k [mm]
Vetro	0,0015
Metalli lucidati	0,002
Pittura liscia	0,006
Pittura a spruzzo	0,02
Acciaio lucido	0,05
Ghisa	0,2
Acciaio galvanizzato	
Calcestruzzo liscio	
Legno levigato	0,5
Calcestruzzo ruvido	1,0
Legno grezzo	2,0
Superfici arrugginite	
Murature	3,0



8.2.3. Coefficiente di snellezza

(rif. CNR-DT 207-2008 §G.10.8)

I coefficienti aerodinamici riportati nei paragrafi G.10.2-G.10.7 sono relativi ad una ipotetica condizione di flusso bidimensionale, ossia sono utilizzabili nel caso di strutture o elementi strutturali con un forte allungamento (tendenzialmente infinito). Nella realtà le strutture e gli elementi strutturali hanno un allungamento finito, il che comporta la necessità di tenere in conto gli effetti di bordo. La lunghezza finita delle strutture e degli elementi strutturali comporta quindi una riduzione delle forze aerodinamiche che agirebbero su una struttura o un elemento infinitamente lungo. Tale riduzione può essere trascurata a vantaggio di sicurezza, oppure quantificata mediante il coefficiente di snellezza ψ_λ . Il coefficiente di snellezza ψ_λ è fornito dalla relazione:

$$\psi_\lambda = 0,6 + 0,1 \cdot \log_{10}(\lambda) \quad \text{per } 1 \leq \lambda \leq 10 \quad (\text{G.23a})$$

$$\psi_\lambda = 0,45 + 0,25 \cdot \log_{10}(\lambda) \quad \text{per } 10 \leq \lambda \leq 100 \quad (\text{G.23b})$$

$$\psi_\lambda = 0,61 + 0,17 \cdot \log_{10}(\lambda) \leq 1 \quad \text{per } 100 \leq \lambda \leq 1000 \quad (\text{G.23c})$$

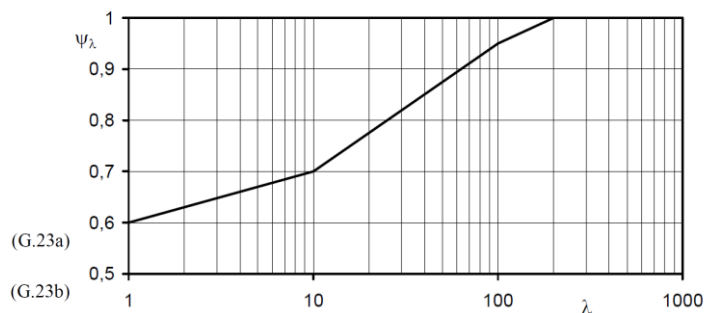


Figura G.53 – Coefficiente di snellezza ψ_λ .

Si adotta, conservativamente, un coefficiente di snellezza ψ_λ pari a **1.00**.

8.2.4. Coefficiente di forza $cfXo$

In considerazione delle caratteristiche geometriche delle torri porta-fari, aventi sezione poligonale che, in prima istanza, tende alla sezione circolare, si considera un valore per il coefficiente di forza $cfXo$ pari a 1.20 (sezione dodecagonale). Tale valore è impiegabile inoltre anche per sezioni circolari, quale limite superiore del coefficiente di forza, valido per tutto il campo di variabilità del numero di Reynolds Re e per ogni valore del rapporto k/b .

Il valore del coefficiente di forza $cfXo$ è quindi valutabile, in via conservativa e valida sia per sezione circolare che poligonale, come:

$$cfXo = 1.20$$

8.2.5. Coefficiente di forza trasversale

Il coefficiente di forza trasversale alla direzione del vento, $cfYo$, e il coefficiente di momento torcente, $cmZo$, per quanto nulli a rigore, assumono valori diversi da zero anche per modeste imperfezioni della forma della sezione

Per tenere in conto tale situazione ed eventuali imperfezioni nella configurazione geometrica, in luogo del valore nullo, si pone:

$$cfYo = \pm 0,3.$$

8.3. CARICO DEL VENTO – PROIETTORI

Le sollecitazioni prodotte dal carico del vento sui singoli proiettori sono valutate secondo le indicazioni del "CNR-DT 207/2008 - Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle



costruzioni" a cura del Consiglio Nazionale delle Ricerche - Commissione di studio per la predisposizione e l'analisi di norme tecniche relative alle costruzioni.

In particolare si farà riferimento alla parte riguardante la valutazione dell'azione del vento su insegne e tabelloni (§ G.7). Ciascun proiettore è assimilabile infatti ad un elemento piano la cui distanza dal suolo z_g è almeno pari ad un quarto della sua altezza.

L'azione aerodinamica del vento è schematizzata attraverso una forza F ortogonale al piano dell'elemento e quantificata mediante un coefficiente di forza $c_F = 1,8$. Tale forza va applicata al centro dell'elemento piano con una eccentricità orizzontale pari a $e = \pm 0,25b$.

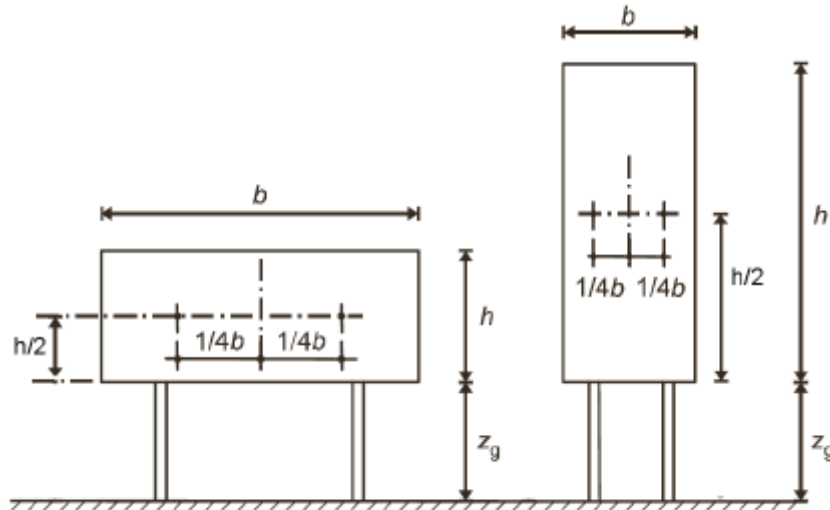


Figura G.31 – Geometria dei tabelloni.

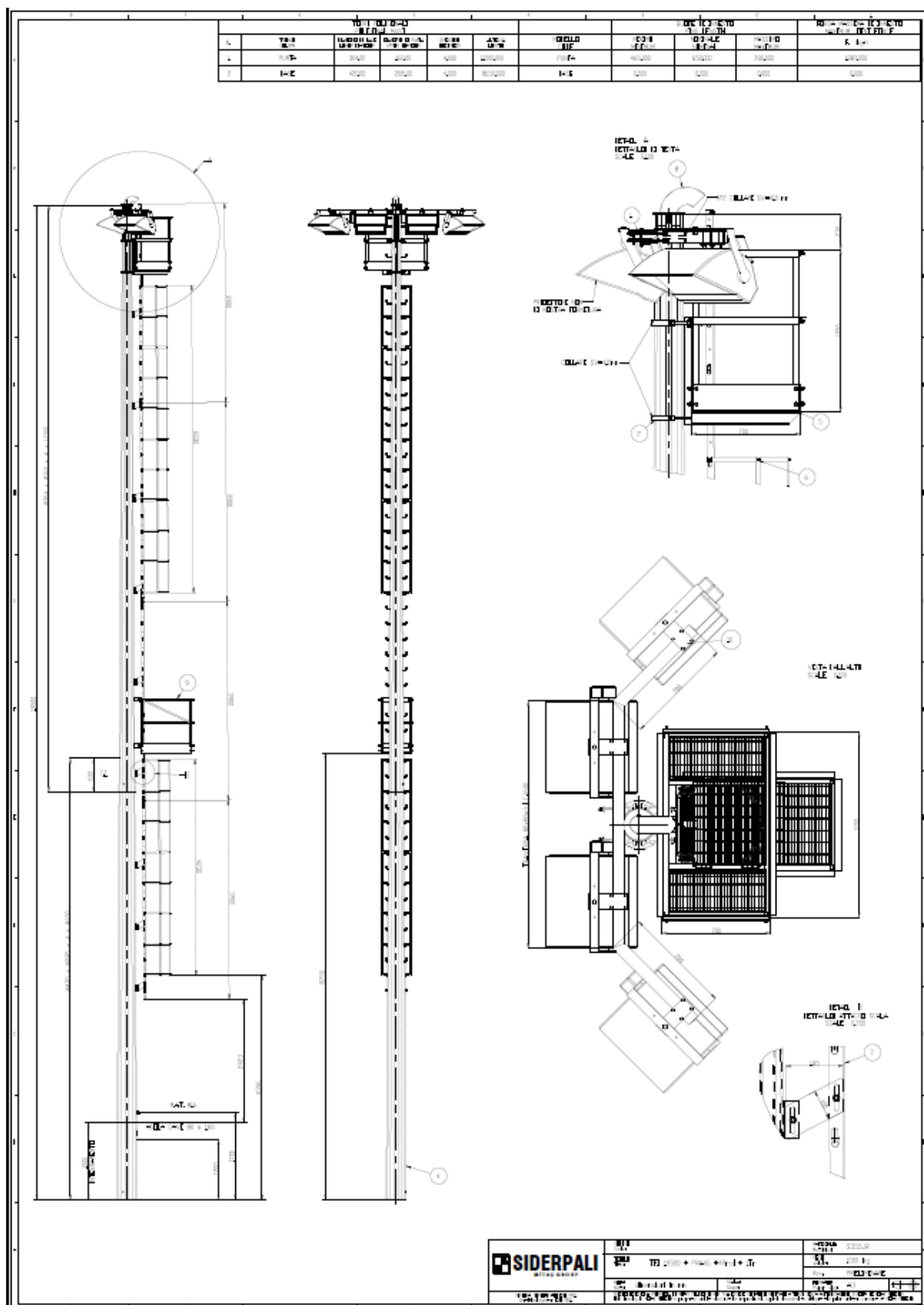
8.4. NUOVO IMPIANTO DI ILLUMINAZIONE

Nel campo da calcio verranno installati dei proiettori LED ad alta potenza da 1400W della ditta THORN mod. ALTIS A 396L120-740, in esecuzione IP66 dal peso di 30,7 kg ciascuno.

L'impianto di illuminazione sarà costituito da 4 torri faro di altezza 18 m ognuna dotata di 3 proiettori.

Le torri portafari avranno diametro base 420mm, diametro in sommità 160mm e saranno complete di scaletta di risalita a pioli sfalsati con guardiacorpo e terrazzino di riposo. Lo stelo monotubolare sarà di forma troncoconica a sezione poligonale, in acciaio zincato a caldo, composto da 2 tronchi innestabili in cantiere mediante sovrapposizione forzata. Le torri saranno ancorate mediante infissione nei plinti di fondazione realizzati in calcestruzzo armato.

Si allega la scheda tecnica del palo prescelto.





9. MODELLO NUMERICO

L'analisi strutturale del progetto e le relative verifiche effettuate sono state condotte con l'ausilio di un codice di calcolo automatico. In conformità con quanto richiesto dalle NTC 2018 § 10.2 si riportano di seguito le caratteristiche riguardanti la tipologia di analisi svolta ed il codice di calcolo utilizzato.

9.1. Descrizione del software

Si tratta di un programma di calcolo strutturale che nella versione più estesa è dedicato al progetto e verifica degli elementi in cemento armato, acciaio, muratura e legno di opere civili. Il programma utilizza come analizzatore e solutore del modello strutturale un proprio solutore agli elementi finiti tridimensionale fornito col pacchetto. Il programma è sostanzialmente diviso in tre moduli: un pre processore che consente l'introduzione della geometria e dei carichi e crea il file dati di input al solutore; il solutore agli elementi finiti; un post processore che a soluzione avvenuta elabora i risultati eseguendo il progetto e la verifica delle membrature e producendo i grafici ed i tabulati di output.

9.2. Specifiche tecniche

Denominazione del software: Sismicad 12.12

Produttore del software: Concrete

Concrete srl, via della Pieve, 15, 35121 PADOVA - Italy

<http://www.concrete.it>

Rivenditore: CONCRETE SRL - Via della Pieve 19 - 35121 Padova - tel.049-8754720

Versione: 12.12

Identificatore licenza: SW-4672914

Intestatario della licenza: RIINA ING. GIOVANNA - BRESCIA

Versione regolarmente licenziata

9.3. Schematizzazione strutturale e criteri di calcolo delle sollecitazioni

Il programma schematizza la struttura attraverso l'introduzione nell'ordine di fondazioni, poste anche a quote diverse, platee, platee nervate, plinti e travi di fondazione poggianti tutte su suolo elastico alla Winkler, di elementi verticali, pilastri e pareti in c.a. anche con fori, di orizzontamenti costituiti da solai orizzontali e inclinati (falde), e relative travi di piano e di falda; è ammessa anche l'introduzione di elementi prismatici in c.a. di interpiano con possibilità di collegamento in inclinato a solai posti a quote diverse. I nodi strutturali possono essere connessi solo a travi, pilastri e pareti, simulando così impalcati infinitamente deformabili nel piano, oppure a elementi lastra di spessore dichiarato dall'utente simulando in tal modo impalcati a rigidità finita. I nodi appartenenti agli impalcati orizzontali possono essere connessi rigidamente ad uno o più nodi principali giacenti nel piano dell'impalcato; generalmente un nodo principale coincide con il baricentro delle masse. Tale opzione, oltre a ridurre significativamente i tempi di elaborazione, elimina le approssimazioni numeriche connesse all'utilizzo di elementi lastra quando si richiede l'analisi a impalcati infinitamente rigidi. Per quanto concerne i carichi, in fase di immissione dati, vengono definite, in numero a scelta dell'utente, condizioni di carico elementari le quali, in aggiunta alle azioni sismiche e variazioni termiche, vengono combinate attraverso coefficienti moltiplicativi per fornire le combinazioni richieste per le verifiche successive. L'effetto di disassamento delle forze orizzontali, indotto ad esempio dai torcenti di piano per costruzioni in zona sismica, viene simulato attraverso l'introduzione di eccentricità planari aggiuntive le quali costituiscono ulteriori condizioni elementari di carico da cumulare e combinare secondo i criteri del paragrafo precedente. Tipologicamente sono ammessi sulle travi e sulle pareti carichi



uniformemente distribuiti e carichi trapezoidali; lungo le aste e nei nodi di incrocio delle membrature sono anche definibili componenti di forze e coppie concentrate comunque dirette nello spazio. Sono previste distribuzioni di temperatura, di intensità a scelta dell'utente, agenti anche su singole porzioni di struttura. Il calcolo delle sollecitazioni si basa sulle seguenti ipotesi e modalità: - travi e pilastri deformabili a sforzo normale, flessione deviata, taglio deviato e momento torcente. Sono previsti coefficienti riduttivi dei momenti di inerzia a scelta dell'utente per considerare la riduzione della rigidità flessionale e torsionale per effetto della fessurazione del conglomerato cementizio. E' previsto un moltiplicatore della rigidità assiale dei pilastri per considerare, se pure in modo approssimato, l'accorciamento dei pilastri per sforzo normale durante la costruzione. - le travi di fondazione su suolo alla Winkler sono risolte in forma chiusa tramite uno specifico elemento finito; - le pareti in c.a. sono analizzate schematizzandole come elementi lastra-piastra discretizzati con passo massimo assegnato in fase di immissione dati; - le pareti in muratura possono essere schematizzate con elementi lastra-piastra con spessore flessionale ridotto rispetto allo spessore membranale.- I plinti su suolo alla Winkler sono modellati con la introduzione di molle verticali elastoplastiche. La traslazione orizzontale a scelta dell'utente è bloccata o gestita da molle orizzontali di modulo di reazione proporzionale al verticale. - I pali sono modellati suddividendo l'asta in più aste immerse in terreni di stratigrafia definita dall'utente. Nei nodi di divisione tra le aste vengono inserite molle assialsimmetriche elastoplastiche precaricate dalla spinta a riposo che hanno come pressione limite minima la spinta attiva e come pressione limite massima la spinta passiva modificabile attraverso opportuni coefficienti. - i plinti su pali sono modellati attraverso aste di rigidità elevata che collegano un punto della struttura in elevazione con le aste che simulano la presenza dei pali;- le piastre sono discretizzate in un numero finito di elementi lastra-piastra con passo massimo assegnato in fase di immissione dati; nel caso di platee di fondazione i nodi sono collegati al suolo da molle aventi rigidità alla traslazione verticale ed richiesta anche orizzontale.- La deformabilità nel proprio piano di piani dichiarati non infinitamente rigidi e di falde (piani inclinati) può essere controllata attraverso la introduzione di elementi membranali nelle zone di solaio. - I disassamenti tra elementi asta sono gestiti automaticamente dal programma attraverso la introduzione di collegamenti rigidi locali.- Alle estremità di elementi asta è possibile inserire svincolamenti tradizionali così come cerniere parziali (che trasmettono una quota di ciò che trasmetterebbero in condizioni di collegamento rigido) o cerniere plastiche.- Alle estremità di elementi bidimensionali è possibile inserire svincolamenti con cerniere parziali del momento flettente avente come asse il bordo dell'elemento.- Il calcolo degli effetti del sisma è condotto, a scelta dell'utente, con analisi statica lineare, con analisi dinamica modale o con analisi statica non lineare, in accordo alle varie normative adottate. Le masse, nel caso di impalcati dichiarati rigidi sono concentrate nei nodi principali di piano altrimenti vengono considerate diffuse nei nodi giacenti sull'impalcato stesso. Nel caso di analisi sismica vengono anche controllati gli spostamenti di interpiano.

9.4. Verifiche delle membrature in cemento armato

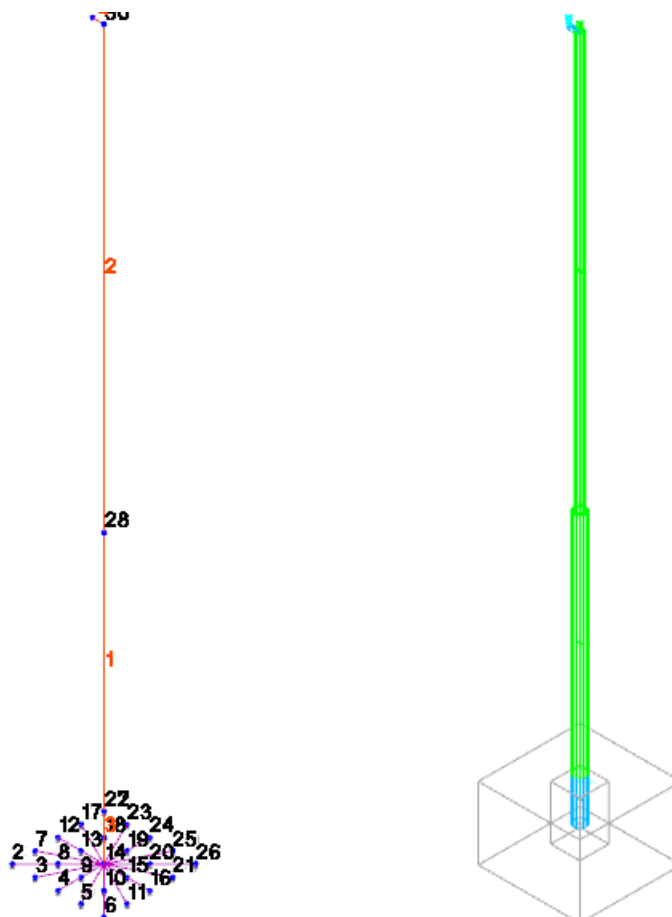
Nel caso più generale le verifiche degli elementi in c.a. possono essere condotte col metodo delle tensioni ammissibili (D.M. 14-1-92) o agli stati limite in accordo al D.M. 09-01-96, al D.M. 14-01-08 o secondo Eurocodice 2. Le travi sono progettate e verificate a flessione retta e taglio; a richiesta è possibile la verifica per le sei componenti della sollecitazione. I pilastri ed i pali sono verificati per le sei componenti della sollecitazione. Per gli elementi bidimensionali giacenti in un medesimo piano è disponibile la modalità di verifica che consente di analizzare lo stato di verifica nei singoli nodi degli elementi. Nelle verifiche (a presso flessione e punzonamento) è ammessa la introduzione dei momenti



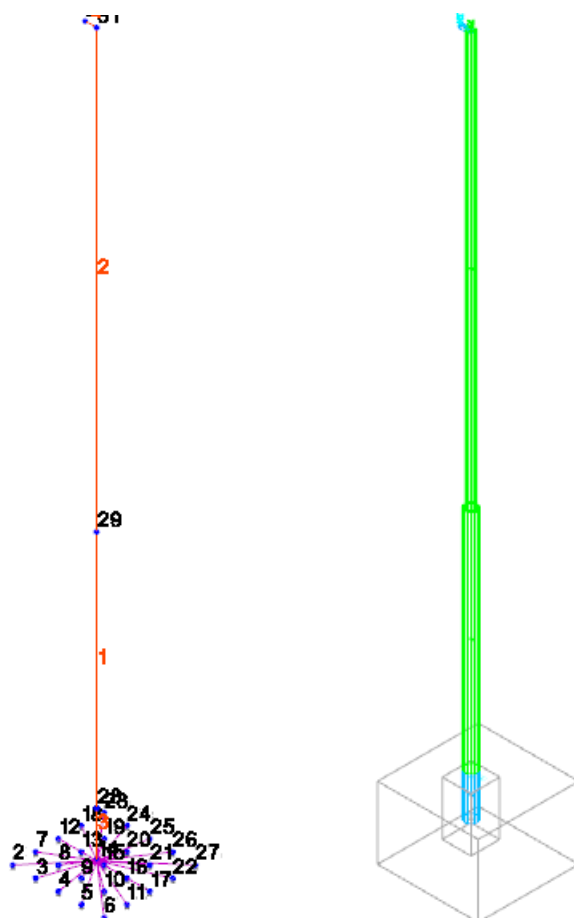
di calcolo modificati in base alle direttive dell'EC2, Appendice A.2.8. I plinti superficiali sono verificati assumendo lo schema statico di mensole con incastri posti a filo o in asse pilastro. Gli ancoraggi delle armature delle membrature in c.a. sono calcolati sulla base della effettiva tensione normale che ogni barra assume nella sezione di verifica distinguendo le zone di ancoraggio in zone di buona o cattiva aderenza. In particolare il programma valuta la tensione normale che ciascuna barra può assumere in una sezione sviluppando l'aderenza sulla superficie cilindrica posta a sinistra o a destra della sezione considerata; se in una sezione una barra assume per effetto dell'aderenza una tensione normale minore di quella ammissibile, il suo contributo all'area complessiva viene ridotto dal programma nel rapporto tra la tensione normale che la barra può assumere per effetto dell'aderenza e quella ammissibile. Le verifiche sono effettuate a partire dalle aree di acciaio equivalenti così calcolate che vengono evidenziate in relazione. A seguito di analisi inelastiche eseguite in accordo a OPCM 3431 o D.M. 14-01-08 vengono condotte verifiche di resistenza per i meccanismi fragili (nodi e taglio) e verifiche di deformabilità per i meccanismi duttili.

10. TORRI PORTA-FARI

10.1. MODELLO



Modello unifilare e vista solida - Plinto tipo A



Modello unifilare e vista solida - Plinto tipo B

10.2. Condizioni elementari di carico

Descrizione	Nome breve	Durata	ψ_0	ψ_1	ψ_2	Con segno
Pesi strutturali	Pesi	Permanente	0	0	0	
Permanententi portati	Port.	Permanente	0	0	0	
Vento +X	Vento +X	Media	0.6	0.2	0	
Vento -X	Vento -X	Media	0.6	0.2	0	
Vento Y	Vento Y	Media	0.6	0.2	0	
Vento -Y	Vento -Y	Media	0.6	0.2	0	
AT	AT	Media	0.6	0.5	0	No
Sisma X SLV	X SLV		0	0	0	
Sisma Y SLV	Y SLV		0	0	0	
Sisma Z SLV	Z SLV		0	0	0	
Eccentricità Y per sisma X SLV	EY SLV		0	0	0	
Eccentricità X per sisma Y SLV	EX SLV		0	0	0	
Sisma X SLD	X SLD		0	0	0	
Sisma Y SLD	Y SLD		0	0	0	
Sisma Z SLD	Z SLD		0	0	0	
Eccentricità Y per sisma X SLD	EY SLD		0	0	0	
Eccentricità X per sisma Y SLD	EX SLD		0	0	0	
Sisma X SLO	X SLO		0	0	0	
Sisma Y SLO	Y SLO		0	0	0	
Sisma Z SLO	Z SLO		0	0	0	
Eccentricità Y per sisma X SLO	EY SLO		0	0	0	
Eccentricità X per sisma Y SLO	EX SLO		0	0	0	
Terreno sisma X SLV	Tr x SLV		0	0	0	
Terreno sisma Y SLV	Tr y SLV		0	0	0	
Terreno sisma Z SLV	Tr z SLV		0	0	0	
Terreno sisma X SLD	Tr x SLD		0	0	0	
Terreno sisma Y SLD	Tr y SLD		0	0	0	
Terreno sisma Z SLD	Tr z SLD		0	0	0	
Terreno sisma X SLO	Tr x SLO		0	0	0	
Terreno sisma Y SLO	Tr y SLO		0	0	0	
Terreno sisma Z SLO	Tr z SLO		0	0	0	
Rig. Ux	R Ux		0	0	0	
Rig. Uy	R Uy		0	0	0	
Rig. Rz	R Rz		0	0	0	



10.3. Combinazioni di carico

Famiglia SLU

Il nome compatto della famiglia è SLU.

Nome	Nome breve	Pesi	Port.	Vento +X	Vento -X	Vento Y	Vento -Y	ΔT
1	SLU 1	1	0.8	0	0	0	0	0
2	SLU 2	1	0.8	0	0	0	1.5	0
3	SLU 3	1	0.8	0	0	1.5	0	0
4	SLU 4	1	0.8	0	1.5	0	0	0
5	SLU 5	1	0.8	1.5	0	0	0	0
6	SLU 6	1	1.5	0	0	0	0	0
7	SLU 7	1	1.5	0	0	0	1.5	0
8	SLU 8	1	1.5	0	0	1.5	0	0
9	SLU 9	1	1.5	0	1.5	0	0	0
10	SLU 10	1	1.5	1.5	0	0	0	0
11	SLU 11	1.3	0.8	0	0	0	0	0
12	SLU 12	1.3	0.8	0	0	0	1.5	0
13	SLU 13	1.3	0.8	0	0	1.5	0	0
14	SLU 14	1.3	0.8	0	1.5	0	0	0
15	SLU 15	1.3	0.8	1.5	0	0	0	0
16	SLU 16	1.3	1.5	0	0	0	0	0
17	SLU 17	1.3	1.5	0	0	0	1.5	0
18	SLU 18	1.3	1.5	0	0	1.5	0	0
19	SLU 19	1.3	1.5	0	1.5	0	0	0
20	SLU 20	1.3	1.5	1.5	0	0	0	0

Famiglia SLE rara

Il nome compatto della famiglia è SLE RA.

Nome	Nome breve	Pesi	Port.	Vento +X	Vento -X	Vento Y	Vento -Y	ΔT
1	SLE RA 1	1	1	0	0	0	0	0
2	SLE RA 2	1	1	0	0	0	1	0
3	SLE RA 3	1	1	0	0	1	0	0
4	SLE RA 4	1	1	0	1	0	0	0
5	SLE RA 5	1	1	1	0	0	0	0

Famiglia SLE frequente

Il nome compatto della famiglia è SLE FR.

Nome	Nome breve	Pesi	Port.	Vento +X	Vento -X	Vento Y	Vento -Y	ΔT
1	SLE FR 1	1	1	0	0	0	0	0
2	SLE FR 2	1	1	0	0	0	0.2	0
3	SLE FR 3	1	1	0	0	0.2	0	0
4	SLE FR 4	1	1	0	0.2	0	0	0
5	SLE FR 5	1	1	0.2	0	0	0	0

Famiglia SLE quasi permanente

Il nome compatto della famiglia è SLE QP.

Nome	Nome breve	Pesi	Port.	Vento +X	Vento -X	Vento Y	Vento -Y	ΔT
1	SLE QP 1	1	1	0	0	0	0	0



Famiglia SLO

Il nome compatto della famiglia è SLO.

Poiché il numero di condizioni elementari previste per le combinazioni di questa famiglia è cospicuo, la tabella verrà spezzata in più parti.

Nome	Nome breve	Pesi	Port.	Vento +X	Vento -X	Vento Y	Vento -Y	ΔT	X SLO
1	SLO 1	1	1	0	0	0	0	0	-1
2	SLO 2	1	1	0	0	0	0	0	-1
3	SLO 3	1	1	0	0	0	0	0	-1
4	SLO 4	1	1	0	0	0	0	0	-1
5	SLO 5	1	1	0	0	0	0	0	-0.3
6	SLO 6	1	1	0	0	0	0	0	-0.3
7	SLO 7	1	1	0	0	0	0	0	-0.3
8	SLO 8	1	1	0	0	0	0	0	-0.3
9	SLO 9	1	1	0	0	0	0	0	0.3
10	SLO 10	1	1	0	0	0	0	0	0.3
11	SLO 11	1	1	0	0	0	0	0	0.3
12	SLO 12	1	1	0	0	0	0	0	0.3
13	SLO 13	1	1	0	0	0	0	0	1
14	SLO 14	1	1	0	0	0	0	0	1
15	SLO 15	1	1	0	0	0	0	0	1
16	SLO 16	1	1	0	0	0	0	0	1

Nome	Nome breve	Y SLO	Z SLO	EY SLO	EX SLO	Tr x SLO	Tr y SLO	Tr z SLO
1	SLO 1	-0.3	0	-1	0.3	-1	-0.3	0
2	SLO 2	-0.3	0	-1	-0.3	-1	-0.3	0
3	SLO 3	0.3	0	-1	0.3	-1	0.3	0
4	SLO 4	0.3	0	-1	-0.3	-1	0.3	0
5	SLO 5	-1	0	-0.3	1	-0.3	-1	0
6	SLO 6	-1	0	0.3	-1	-0.3	-1	0
7	SLO 7	1	0	-0.3	1	-0.3	1	0
8	SLO 8	1	0	0.3	-1	-0.3	1	0
9	SLO 9	-1	0	-0.3	1	0.3	-1	0
10	SLO 10	-1	0	0.3	-1	0.3	-1	0
11	SLO 11	1	0	-0.3	1	0.3	1	0
12	SLO 12	1	0	0.3	-1	0.3	1	0
13	SLO 13	-0.3	0	-1	0.3	1	-0.3	0
14	SLO 14	-0.3	0	1	-0.3	1	-0.3	0
15	SLO 15	0.3	0	-1	0.3	1	0.3	0
16	SLO 16	0.3	0	1	-0.3	1	0.3	0

Famiglia SLD

Il nome compatto della famiglia è SLD.

Poiché il numero di condizioni elementari previste per le combinazioni di questa famiglia è cospicuo, la tabella verrà spezzata in più parti.

Nome	Nome breve	Pesi	Port.	Vento +X	Vento -X	Vento Y	Vento -Y	ΔT	X SLD
1	SLD 1	1	1	0	0	0	0	0	-1
2	SLD 2	1	1	0	0	0	0	0	-1
3	SLD 3	1	1	0	0	0	0	0	-1
4	SLD 4	1	1	0	0	0	0	0	-1
5	SLD 5	1	1	0	0	0	0	0	-0.3
6	SLD 6	1	1	0	0	0	0	0	-0.3
7	SLD 7	1	1	0	0	0	0	0	-0.3
8	SLD 8	1	1	0	0	0	0	0	-0.3
9	SLD 9	1	1	0	0	0	0	0	0.3
10	SLD 10	1	1	0	0	0	0	0	0.3
11	SLD 11	1	1	0	0	0	0	0	0.3
12	SLD 12	1	1	0	0	0	0	0	0.3
13	SLD 13	1	1	0	0	0	0	0	1
14	SLD 14	1	1	0	0	0	0	0	1
15	SLD 15	1	1	0	0	0	0	0	1
16	SLD 16	1	1	0	0	0	0	0	1

Nome	Nome breve	Y SLD	Z SLD	EY SLD	EX SLD	Tr x SLD	Tr y SLD	Tr z SLD
1	SLD 1	-0.3	0	-1	0.3	-1	-0.3	0
2	SLD 2	-0.3	0	-1	-0.3	-1	-0.3	0
3	SLD 3	0.3	0	-1	0.3	-1	0.3	0
4	SLD 4	0.3	0	-1	-0.3	-1	0.3	0
5	SLD 5	-1	0	-0.3	1	-0.3	-1	0
6	SLD 6	-1	0	0.3	-1	-0.3	-1	0
7	SLD 7	1	0	-0.3	1	-0.3	1	0
8	SLD 8	1	0	0.3	-1	-0.3	1	0
9	SLD 9	-1	0	-0.3	1	0.3	-1	0
10	SLD 10	-1	0	0.3	-1	0.3	-1	0
11	SLD 11	1	0	-0.3	1	0.3	1	0
12	SLD 12	1	0	0.3	-1	0.3	1	0
13	SLD 13	-0.3	0	-1	0.3	1	-0.3	0
14	SLD 14	-0.3	0	1	-0.3	1	-0.3	0
15	SLD 15	0.3	0	-1	0.3	1	0.3	0
16	SLD 16	0.3	0	1	-0.3	1	0.3	0



Famiglia SLV

Il nome compatto della famiglia è SLV.

Poiché il numero di condizioni elementari previste per le combinazioni di questa famiglia è cospicuo, la tabella verrà spezzata in più parti.

Nome	Nome breve	Pesi	Port.	Vento +X	Vento -X	Vento Y	Vento -Y	ΔT	X SLV
1	SLV 1	1	1	0	0	0	0	0	-1
2	SLV 2	1	1	0	0	0	0	0	-1
3	SLV 3	1	1	0	0	0	0	0	-1
4	SLV 4	1	1	0	0	0	0	0	-1
5	SLV 5	1	1	0	0	0	0	0	-0.3
6	SLV 6	1	1	0	0	0	0	0	-0.3
7	SLV 7	1	1	0	0	0	0	0	-0.3
8	SLV 8	1	1	0	0	0	0	0	-0.3
9	SLV 9	1	1	0	0	0	0	0	0.3
10	SLV 10	1	1	0	0	0	0	0	0.3
11	SLV 11	1	1	0	0	0	0	0	0.3
12	SLV 12	1	1	0	0	0	0	0	0.3
13	SLV 13	1	1	0	0	0	0	0	1
14	SLV 14	1	1	0	0	0	0	0	1
15	SLV 15	1	1	0	0	0	0	0	1
16	SLV 16	1	1	0	0	0	0	0	1

Nome	Nome breve	Y SLV	Z SLV	EY SLV	EX SLV	Tr x SLV	Tr y SLV	Tr z SLV
1	SLV 1	-0.3	0	-1	0.3	-1	-0.3	0
2	SLV 2	-0.3	0	1	-0.3	-1	-0.3	0
3	SLV 3	0.3	0	-1	0.3	-1	0.3	0
4	SLV 4	0.3	0	1	-0.3	-1	0.3	0
5	SLV 5	-1	0	-0.3	1	-0.3	-1	0
6	SLV 6	-1	0	0.3	-1	-0.3	-1	0
7	SLV 7	1	0	-0.3	1	-0.3	1	0
8	SLV 8	1	0	0.3	-1	-0.3	1	0
9	SLV 9	-1	0	-0.3	1	0.3	-1	0
10	SLV 10	-1	0	0.3	-1	0.3	-1	0
11	SLV 11	1	0	-0.3	1	0.3	1	0
12	SLV 12	1	0	0.3	-1	0.3	1	0
13	SLV 13	-0.3	0	-1	0.3	1	-0.3	0
14	SLV 14	-0.3	0	1	-0.3	1	-0.3	0
15	SLV 15	0.3	0	-1	0.3	1	0.3	0
16	SLV 16	0.3	0	1	-0.3	1	0.3	0

Famiglia Calcolo rigidezza torsionale/flessionale di piano

Il nome compatto della famiglia è CRTFP.

Nome	Nome breve	R Ux	R Uy	R Rz
Rig. Ux+	CRTFP Ux+	1	0	0
Rig. Ux-	CRTFP Ux-	-1	0	0
Rig. Uy+	CRTFP Uy+	0	1	0
Rig. Uy-	CRTFP Uy-	0	-1	0
Rig. Rz+	CRTFP Rz+	0	0	1
Rig. Rz-	CRTFP Rz-	0	0	-1

Pesi: Pesi strutturali

Port.: Permanenti portati

Vento +X: Vento +X

Vento -X: Vento -X

Vento Y: Vento Y

Vento -Y: Vento -Y

ΔT: ΔT

X SLO: Sisma X SLO

Y SLO: Sisma Y SLO

Z SLO: Sisma Z SLO

EY SLO: Eccentricità Y per sisma X SLO

EX SLO: Eccentricità X per sisma Y SLO

Tr x SLO: Terreno sisma X SLO

Tr y SLO: Terreno sisma Y SLO

Tr z SLO: Terreno sisma Z SLO

X SLD: Sisma X SLD

Y SLD: Sisma Y SLD

Z SLD: Sisma Z SLD

EY SLD: Eccentricità Y per sisma X SLD

EX SLD: Eccentricità X per sisma Y SLD

Tr x SLD: Terreno sisma X SLD

Tr y SLD: Terreno sisma Y SLD

Tr z SLD: Terreno sisma Z SLD

X SLV: Sisma X SLV

Y SLV: Sisma Y SLV

Z SLV: Sisma Z SLV

EY SLV: Eccentricità Y per sisma X SLV

EX SLV: Eccentricità X per sisma Y SLV

Tr x SLV: Terreno sisma X SLV

Tr y SLV: Terreno sisma Y SLV

Tr z SLV: Terreno sisma Z SLV

R Ux: Rig. Ux

R Uy: Rig. Uy

R Rz: Rig. Rz

10.4. Nodi di definizione

Indice: numero dell'elemento nell'insieme che lo contiene.

Posizione: coordinate del nodo.

X: coordinata X. [cm]

Y: coordinata Y. [cm]

Z: coordinata Z. [cm]



Plinto tipo A

Indice	Posizione			Indice	Posizione			Indice	Posizione			Indice	Posizione		
	X	Y	Z		X	Y	Z		X	Y	Z		X	Y	Z
2	-120	-120	-120	3	-60	-120	-120	4	0	-120	-120	5	60	-120	-120
6	120	-120	-120	7	-120	-60	-120	8	-60	-60	-120	9	0	-60	-120
10	60	-60	-120	11	120	-60	-120	12	-120	0	-120	13	-60	0	-120
14	0	0	-120	15	60	0	-120	16	120	0	-120	17	-120	60	-120
18	-60	60	-120	19	0	60	-120	20	60	60	-120	21	120	60	-120
22	-120	120	-120	23	-60	120	-120	24	0	120	-120	25	60	120	-120
26	120	120	-120	27	0	0	0	28	0	0	630	29	-30	0	1780
30	0	0	1780												

Plinto tipo B

Indice	Posizione			Indice	Posizione			Indice	Posizione			Indice	Posizione		
	X	Y	Z		X	Y	Z		X	Y	Z		X	Y	Z
2	-100	-120	-120	3	-40	-120	-120	4	20	-120	-120	5	80	-120	-120
6	140	-120	-120	7	-100	-60	-120	8	-40	-60	-120	9	20	-60	-120
10	80	-60	-120	11	140	-60	-120	12	-100	0	-120	13	-40	0	-120
14	0	0	-120	15	20	0	-120	16	80	0	-120	17	140	0	-120
18	-100	60	-120	19	-40	60	-120	20	20	60	-120	21	80	60	-120
22	140	60	-120	23	-100	120	-120	24	-40	120	-120	25	20	120	-120
26	80	120	-120	27	140	120	-120	28	0	0	0	29	0	0	630
30	-30	0	1780	31	0	0	1780								

10.5. Reazioni nodali estreme

Nodo: Nodo sollecitato dalla reazione vincolare.

Ind.: indice del nodo.

Cont.: Contesto a cui si riferisce la reazione vincolare.

N.br.: nome breve della condizione o combinazione di carico.

Reazione a traslazione: reazione vincolare traslazionale del nodo.

x: componente X della reazione vincolare del nodo. [daN]

y: componente Y della reazione vincolare del nodo. [daN]

z: componente Z della reazione vincolare del nodo. [daN]

Reazione a rotazione: reazione vincolare rotazionale del nodo.

x: componente X della reazione a rotazione del nodo. [daN*cm]

y: componente Y della reazione a rotazione del nodo. [daN*cm]

z: componente Z della reazione a rotazione del nodo. [daN*cm]



Plinto tipo A

Reazioni Fx minime

Vengono mostrati i soli 5 nodi più sollecitati.

Nodo	Cont.	Reazione a traslazione			Reazione a rotazione		
Ind.	N.br.	x	y	z	x	y	z
14	SLU 10	-1934	-347	39517	350571	-2362378	-8700
1	Pesi	0	0	0	0	0	0
31	Pesi	0	0	0	0	0	0
30	Pesi	0	0	0	0	0	0
29	Pesi	0	0	0	0	0	0

Reazioni Fx massime

Vengono mostrati i soli 5 nodi più sollecitati.

Nodo	Cont.	Reazione a traslazione			Reazione a rotazione		
Ind.	N.br.	x	y	z	x	y	z
14	SLU 4	1933	-347	39451	350571	2368997	-4640
33	Pesi	0	0	0	0	0	0
16	Pesi	0	0	0	0	0	0
2	Pesi	0	0	0	0	0	0
3	Pesi	0	0	0	0	0	0

Reazioni Fy minime

Vengono mostrati i soli 5 nodi più sollecitati.

Nodo	Cont.	Reazione a traslazione			Reazione a rotazione		
Ind.	N.br.	x	y	z	x	y	z
14	SLU 3	-347	-1469	39451	1483185	-348259	-4640
1	Pesi	0	0	0	0	0	0
31	Pesi	0	0	0	0	0	0
30	Pesi	0	0	0	0	0	0
29	Pesi	0	0	0	0	0	0

Reazioni Fy massime

Vengono mostrati i soli 5 nodi più sollecitati.

Nodo	Cont.	Reazione a traslazione			Reazione a rotazione		
Ind.	N.br.	x	y	z	x	y	z
14	SLU 2	347	1469	39451	-1483185	352883	-4640
33	Pesi	0	0	0	0	0	0
16	Pesi	0	0	0	0	0	0
2	Pesi	0	0	0	0	0	0
3	Pesi	0	0	0	0	0	0

Reazioni Fz minime

Vengono mostrati i soli 5 nodi più sollecitati.

Nodo	Cont.	Reazione a traslazione			Reazione a rotazione		
Ind.	N.br.	x	y	z	x	y	z
14	Vento +X	-1289	-231	0	233714	-1577790	0
1	Pesi	0	0	0	0	0	0
31	Pesi	0	0	0	0	0	0
30	Pesi	0	0	0	0	0	0
29	Pesi	0	0	0	0	0	0

Reazioni Fz massime

Vengono mostrati i soli 5 nodi più sollecitati.

Nodo	Cont.	Reazione a traslazione			Reazione a rotazione		
Ind.	N.br.	x	y	z	x	y	z
14	SLU 19	1933	-347	51330	350571	2371002	-8700
33	Pesi	0	0	0	0	0	0
16	Pesi	0	0	0	0	0	0
2	Pesi	0	0	0	0	0	0
3	Pesi	0	0	0	0	0	0



Plinto tipo B

Reazioni Fx minime

Vengono mostrati i soli 5 nodi più sollecitati.

Nodo Ind.	Cont. N.br.	Reazione a traslazione			Reazione a rotazione		
		x	y	z	x	y	z
14	SLU 10	-1934	-347	39517	350571	-3177098	-8700
1	Pesi	0	0	0	0	0	0
20	Pesi	0	0	0	0	0	0
21	Pesi	0	0	0	0	0	0
22	Pesi	0	0	0	0	0	0

Reazioni Fx massime

Vengono mostrati i soli 5 nodi più sollecitati.

Nodo Ind.	Cont. N.br.	Reazione a traslazione			Reazione a rotazione		
		x	y	z	x	y	z
14	SLU 4	1933	-347	39451	350571	1554277	-4640
34	Pesi	0	0	0	0	0	0
9	Pesi	0	0	0	0	0	0
15	Pesi	0	0	0	0	0	0
13	Pesi	0	0	0	0	0	0

Reazioni Fy minime

Vengono mostrati i soli 5 nodi più sollecitati.

Nodo Ind.	Cont. N.br.	Reazione a traslazione			Reazione a rotazione		
		x	y	z	x	y	z
14	SLU 3	-347	-1469	39451	1483185	-1162979	-4640
1	Pesi	0	0	0	0	0	0
20	Pesi	0	0	0	0	0	0
21	Pesi	0	0	0	0	0	0
22	Pesi	0	0	0	0	0	0

Reazioni Fy massime

Vengono mostrati i soli 5 nodi più sollecitati.

Nodo Ind.	Cont. N.br.	Reazione a traslazione			Reazione a rotazione		
		x	y	z	x	y	z
14	SLU 2	347	1469	39451	-1483185	-461837	-4640
34	Pesi	0	0	0	0	0	0
9	Pesi	0	0	0	0	0	0
15	Pesi	0	0	0	0	0	0
13	Pesi	0	0	0	0	0	0

Reazioni Fz minime

Vengono mostrati i soli 5 nodi più sollecitati.

Nodo Ind.	Cont. N.br.	Reazione a traslazione			Reazione a rotazione		
		x	y	z	x	y	z
14	Vento +X	-1289	-231	0	233714	-1577790	0
1	Pesi	0	0	0	0	0	0
20	Pesi	0	0	0	0	0	0
21	Pesi	0	0	0	0	0	0
22	Pesi	0	0	0	0	0	0

Reazioni Fz massime

Vengono mostrati i soli 5 nodi più sollecitati.

Nodo Ind.	Cont. N.br.	Reazione a traslazione			Reazione a rotazione		
		x	y	z	x	y	z
14	SLU 19	1933	-347	51330	350571	1311866	-8700
34	Pesi	0	0	0	0	0	0
9	Pesi	0	0	0	0	0	0
15	Pesi	0	0	0	0	0	0
13	Pesi	0	0	0	0	0	0



10.6. Risposta modale

Modo: identificativo del modo di vibrare.

Periodo: periodo. [s]

Massa X: massa partecipante in direzione globale X. Il valore è adimensionale.

Massa Y: massa partecipante in direzione globale Y. Il valore è adimensionale.

Massa Z: massa partecipante in direzione globale Z. Il valore è adimensionale.

Massa rot. X: massa rotazionale partecipante attorno la direzione globale X. Il valore è adimensionale.

Massa rot. Y: massa rotazionale partecipante attorno la direzione globale Y. Il valore è adimensionale.

Massa rot. Z: massa rotazionale partecipante attorno la direzione globale Z. Il valore è adimensionale.

Massa sX: massa partecipante in direzione Sisma X. Il valore è adimensionale.

Massa sY: massa partecipante in direzione Sisma Y. Il valore è adimensionale.

Totale masse partecipanti:

Traslazione X: 0.894672

Traslazione Y: 0.894672

Traslazione Z: 0

Rotazione X: 0.999963

Rotazione Y: 0.999963

Rotazione Z: 1

Modo	Periodo	Massa X	Massa Y	Massa Z	Massa rot. X	Massa rot. Y	Massa rot. Z	Massa sX	Massa sY
1	2.797446909	0	0.725332872	0	0.985038941	0	0.128046668	0	0.725332872
2	2.797406122	0.725334399	0	0	0	0.985039479	0	0.725334399	0
3	0.237897285	0	0.169339053	0	0.01492438	0	0.000753994	0	0.169339053
4	0.237894538	0.169337656	0	0	0	0.014923842	0	0.169337656	0
5	0.039474539	0	0.000000156	0	0	0	0.871199335	0	0.000000156

11. RELAZIONE GEOTECNICA PLINTI TORRE FARO

11.1. Programma delle indagini e delle prove geotecniche

Si rimanda alla Relazione Geologica/Geotecnica redatta dal dott. Geol. Mauro Mele, allegata al Progetto Preliminare di adeguamento del Campo Sportivo Comunale.

11.2. Caratterizzazione geotecnica dei terreni in sito

In base ai risultati delle indagini e dall'esito delle prove di laboratorio è stato elaborato il seguente modello geologico e geotecnico, estratto dalle Relazione sopra citata:

UNITÀ	TESSITURA	SPESORE MAX. (m)	N _{apt}	ADDENSAMENTO	Y (t/m ³)	DENSITÀ REL. (D _a) (%)	φ°
LT_01	Terreno limoso-sabbioso	27	9	Da sciolto a mediamente addensato	1.7	15 - 35	28.0°
LT_03	Grigia	-	29	Mediamente Addensato	1.8	65 - 85	> 35°

11.3. Modellazione del sottosuolo e metodi di analisi e di verifica

Le fondazioni a plinto superficiale sono modellate con un numero elevato di molle verticali elastiche agenti su nodi collegati rigidamente al nodo centrale.

11.3.1. Verifica di scorrimento

La verifica di scorrimento della fondazione superficiale viene eseguita considerando le caratteristiche del terreno immediatamente sottostante al piano di posa della fondazione, ricavato in base alla stratigrafia associata all'elemento, e trascurando, a favore di sicurezza, l'eventuale spinta passiva laterale.

Qualora l'elemento in verifica sia formato da parti non omogenee tra loro, ad esempio una travata in cui le singole travi di fondazione siano associate ad un differente sondaggio, verranno condotte verifiche geotecniche distinte sui singoli tratti.



Lo scorrimento di una fondazione avviene nel momento in cui le componenti delle forze parallele al piano di contatto tra fondazione e terreno vincono l'attrito e la coesione terreno-fondazione e, qualora fosse presente, la spinta passiva laterale.

Il coefficiente di sicurezza a scorrimento si ottiene dal rapporto tra le forze stabilizzanti di progetto (Rd) e quelle instabilizzanti (Ed):

$$Rd = (N \cdot \tan(\varphi) + c_a \cdot B \cdot L + \alpha \cdot S_p) / \gamma_{Rs}$$

$$Ed = \sqrt{T_x^2 + T_y^2}$$

dove:

N = risultante delle forze normali al piano di scorrimento;

T_x, T_y = componenti delle forze tangenziali al piano di scorrimento;

tan(phi) = coefficiente di attrito terreno-fondazione;

c_a = aderenza alla base, pari alla coesione del terreno di fondazione o ad una sua frazione;

B, L = dimensioni della fondazione;

alpha = fattore di riduzione della spinta passiva;

S_p = spinta passiva dell'eventuale terreno laterale;

gamma rs = fattore di sicurezza parziale per lo scorrimento;

Le normative prevedono che il fattore di sicurezza a scorrimento FS=Rd/Ed sia non minore di un prefissato limite.

11.3.2. Verifica di capacità portante

La verifica di capacità portante della fondazione superficiale viene eseguita mediante formulazioni di letteratura geotecnica considerando le caratteristiche dei terreni sottostanti al piano di posa della fondazione, ricavati in base alla stratigrafia associata all'elemento.

Qualora l'elemento in verifica sia formato da parti non omogenee tra loro, ad esempio una travata in cui le singole travi di fondazione siano associate ad un differente sondaggio, verranno condotte verifiche geotecniche distinte sui singoli tratti.

La verifica viene fatta raffrontando la portanza di progetto (Rd) con la sollecitazione di progetto (Ed); la prima deriva dalla portanza calcolata con metodi della letteratura geotecnica, ridotta da opportuni fattori di sicurezza parziali; la seconda viene valutata ricavando la risultante della sollecitazione scaricata al suolo con una integrazione delle pressioni nel tratto di calcolo. Le normative prevedono che il fattore di sicurezza alla capacità portante, espresso come rapporto tra il carico ultimo di progetto della fondazione (Rd) ed il carico agente (Ed), sia non minore di un prefissato limite.

La portanza di una fondazione rappresenta il carico ultimo trasmissibile al suolo prima di arrivare alla rottura del terreno. Le formule di calcolo presenti in letteratura sono nate per la fondazione nastriforme indefinita ma aggiungono una serie di termini correttivi per considerare le effettive condizioni al contorno della fondazione, esprimendo la capacità portante ultima in termini di pressione limite agente su di una fondazione equivalente soggetta a carico centrato.

La determinazione della capacità portante ai fini della verifica è stata condotta secondo il metodo di Hansen, che viene descritto nei paragrafi successivi.



11.3.3. Metodo di Brinch-Hansen

La capacità portante valutata attraverso la formula di Brinch-Hansen risulta, nel caso generale:

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

Nel caso di terreno eminentemente coesivo ($\phi = 0$) tale relazione diventa:

$$Q_{lim} = (2 + \pi) \cdot c_u \cdot (1 + s'_c + d'_c - i'_c - b'_c - g'_c) + q$$

dove:

gamma'	= peso di volume efficace dello strato di fondazione;
B	= larghezza efficace della fondazione ($B = B_f - 2e$);
L	= lunghezza efficace della fondazione ($L = L_f - 2e$);
c	= coesione dello strato di fondazione;
c _u	= coesione non drenata dello strato di fondazione;
q	= sovraccarico del terreno sovrastante il piano di fondazione;
N _y , N _c , N _q	= fattori di capacità portante;
s _y , s _c , s _q	= fattori di forma della fondazione;
d _y , d _c , d _q	= fattori di profondità del piano di posa della fondazione;
i _y , i _c , i _q	= fattori di inclinazione del carico;
b _y , b _c , b _q	= fattori di inclinazione della base della fondazione;
g _y , g _c , g _q	= fattori di inclinazione del piano campagna;

Per la teoria di Brinch-Hansen i coefficienti sopra definiti assumono le espressioni che seguono:

$$N_c = (N_q - 1) \cdot ctg\phi; \quad N_q = tg^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \cdot e^{(\pi \cdot tg\phi)}; \quad N_\gamma = 1.5 \cdot (N_q - 1) \cdot tg\phi$$

$$s_c = 1 + \frac{B}{L} \cdot \frac{N_q}{N_c}; \quad s'_c = 0.2 \cdot \frac{B}{L}; \quad s_q = 1 + \frac{B}{L} \cdot tg\phi; \quad s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot \frac{B}{L}$$

$$d_c = 1 + 0.4 \cdot k; \quad d'_c = 0.4 \cdot k; \quad d_q = 1 + 2 \cdot k \cdot tg\phi \cdot (1 - \sin\phi)^2; \quad d_\gamma = 1$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}; \quad i'_c = 0.5 - 0.5 \sqrt{1 - \frac{H}{B \cdot L \cdot c_a}}; \quad i_q = \left(1 - \frac{0.5 \cdot H}{V + B \cdot L \cdot c_a \cdot ctg\phi} \right)^5;$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{0.7 \cdot H}{V + B \cdot L \cdot c_a \cdot ctg\phi} \right)^5 \quad (\text{se } \eta=0); \quad i_\gamma = \left(1 - \frac{(0.7 - \eta^\circ / 450^\circ) \cdot H}{V + B \cdot L \cdot c_a \cdot ctg\phi} \right)^5 \quad (\text{se } \eta>0)$$

$$g_c = 1 - \frac{\beta^\circ}{147^\circ}; \quad g'_c = \frac{\beta^\circ}{147^\circ}; \quad g_q = (1 - 0.5 \cdot tg\beta)^5; \quad g_\gamma = g_q$$

$$b_c = 1 - \frac{\eta^\circ}{147^\circ}; \quad b'_c = \frac{\eta^\circ}{147^\circ}; \quad b_q = e^{(-2 \cdot \eta \cdot tg\phi)}; \quad b_\gamma = e^{(-2.7 \cdot \eta \cdot tg\phi)}$$

$$\text{dove: } k = \frac{D}{B_f} \quad (\text{se } \frac{D}{B_f} \leq 1); \quad k = \arctg\left(\frac{D}{B_f}\right) \quad (\text{se } \frac{D}{B_f} > 1)$$

nelle quali si sono considerati i seguenti dati:



ϕ = angolo di attrito dello strato di fondazione;

c_a = aderenza alla base della fondazione;

ν = inclinazione del piano di posa della fondazione sull'orizzontale ($\nu = 0$ se orizzontale);

β = inclinazione del pendio;

H = componente orizzontale del carico trasmesso sul piano di posa della fondazione;

V = componente verticale del carico trasmesso sul piano di posa della fondazione;

D = profondità del piano di posa della fondazione dal piano campagna;

11.3.4. Influenza degli strati sulla capacità portante

Le formulazioni utilizzate per la portanza prevedono la presenza di uno stesso terreno nella zona interessata dalla potenziale rottura. In prima approssimazione lo spessore di tale zona è pari a:

$$H = \frac{1}{2} \cdot B \cdot \tan(45^\circ + \phi/2)$$

In presenza di stratificazioni di terreni diversi all'interno di tale zona, il calcolo diventa più complesso; non esiste una metodologia univoca per questi casi, differenti autori hanno proposto soluzioni diverse a seconda dei casi che si possono presentare. In prima approssimazione, nel caso di stratificazioni, viene trovata una media delle caratteristiche dei terreni, pesata sullo spessore degli strati interessati. Nel caso in cui il primo strato incontrato sia coesivo viene anche verificato che la compressione media agente sulla fondazione non superi la tensione limite di espulsione, circostanza che provocherebbe il rifluimento del terreno da sotto la fondazione, rendendo impossibile la portanza.

La tensione limite di espulsione q_{ult} per terreno coesivo viene calcolata come:

$$q_{ult} = 4c + q$$

dove c è la coesione e q è il sovraccarico agente sul piano di posa.

11.3.5. Influenza del sisma sulla capacità portante

La capacità portante nelle combinazioni sismiche viene valutata mediante l'estensione di procedure classiche al caso di azione sismica.

L'effetto inerziale prodotto dalla struttura in elevazione sulla fondazione può essere considerato tenendo conto dell'effetto dell'inclinazione (rapporto tra forze T parallele al piano di posa e carico normale N) e dell'eccentricità (rapporto tra momento M e carico normale N) delle azioni in fondazione, e produce variazioni di tutti i coefficienti di capacità portante del carico limite, oltre alla riduzione dell'area efficace.

L'effetto cinematico si manifesta per effetto dell'inerzia delle masse del suolo sotto la fondazione come una riduzione della resistenza teorica calcolata in condizioni statiche; tale riduzione è in funzione del coefficiente sismico orizzontale k_h , cioè dell'accelerazione normalizzata massima attesa al suolo, e delle caratteristiche del suolo. L'effetto è più marcato su terreni granulari, mentre nei suoli coesivi è poco rilevante.

Per tener conto nella determinazione del carico limite di tali effetti inerziali vengono introdotti nelle combinazioni sismiche anche i fattori correttivi e (earthquake), valutati secondo Paolucci e Pecker:

$$e_q = \left(1 - \frac{k_h}{\tan \phi}\right)^{0.35} ; \quad e_c = 1 - 0.32 \cdot k_h ; \quad e_\gamma = e_q$$



11.4. CRITERI DI VERIFICA

Le verifiche devono essere effettuate, secondo il DM 14/01/2008 cap. 6, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tab. 6.2.I, 6.2.II e 6.4.I, seguendo almeno uno dei due approcci:

Approccio 1:

Combinazione 1: (A1+M1+R1)

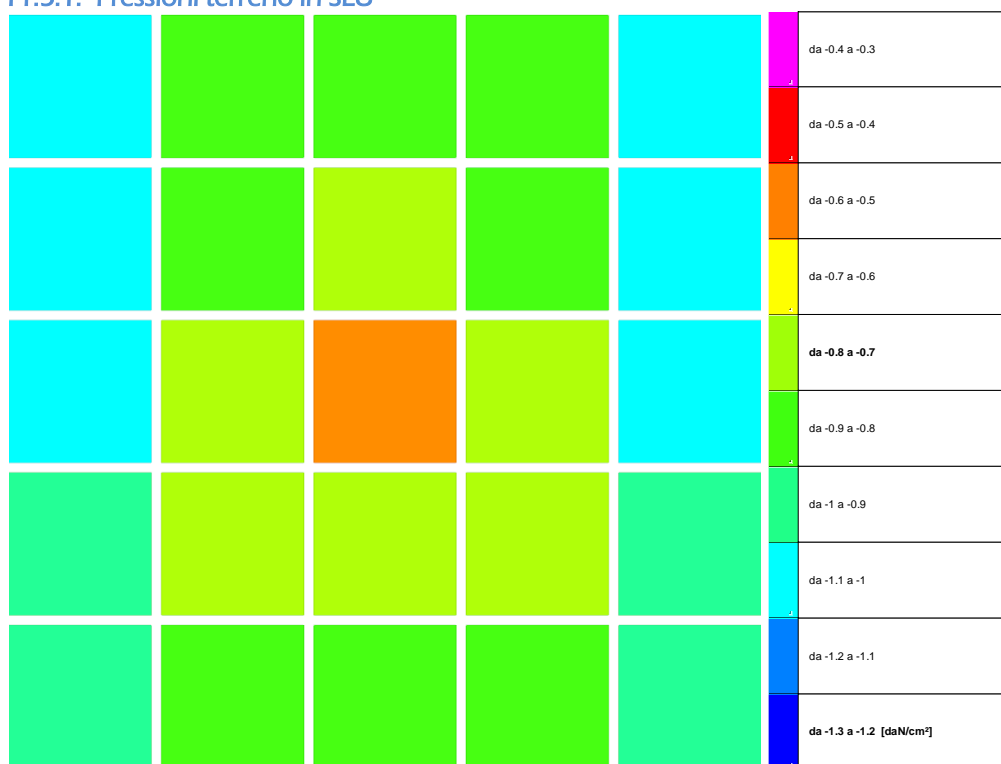
Combinazione 2: (A2+M2+R2)

Approccio 2:

(A1+M1+R3)

11.5. Verifiche delle fondazioni plinto tipo A

11.5.1. Pressioni terreno in SLU



*Figura **Errore. Nel documento non esiste testo dello stile specificato.**-1 Rappresentazione in pianta delle massime compressioni sul terreno in famiglia SLU*



Nodo: Nodo che interagisce col terreno.

Ind.: indice del nodo.

Pressione minima: situazione in cui si verifica la pressione minima nel nodo.

Cont.: nome breve della condizione o combinazione di carico a cui si riferisce la pressione minima.

uz: spostamento massimo verticale del nodo. [cm]

Valore: pressione minima sul terreno del nodo. [daN/cm²]

Pressione massima: situazione in cui si verifica la pressione massima nel nodo.

Cont.: nome breve della condizione o combinazione di carico a cui si riferisce la pressione massima.

uz: spostamento minimo verticale del nodo. [cm]

Valore: pressione massima sul terreno del nodo. [daN/cm²]

Compressione estrema massima -1.07432 al nodo di indice 22, di coordinate x = -120, y = 120, z = -120, nel contesto SLU 19.

Spostamento estremo minimo -0.35811 al nodo di indice 22, di coordinate x = -120, y = 120, z = -120, nel contesto SLU 19.

Spostamento estremo massimo 0.02176 al nodo di indice 6, di coordinate x = 120, y = -120, z = -120, nel contesto SLU 4.

Nodo		Pressione minima			Pressione massima		
Ind.	Cont.	uz	Valore	Cont.	uz	Valore	
2	SLU 19	-0.31483	-0.94448	SLU 5	0.02148	0.06443	
3	SLU 17	-0.29262	-0.87785	SLU 3	-0.04381	-0.13143	
4	SLU 17	-0.28166	-0.84499	SLU 3	-0.05456	-0.16368	
5	SLU 17	-0.27071	-0.81213	SLU 4	-0.05136	-0.15407	
6	SLU 20	-0.31429	-0.94288	SLU 4	0.02176	0.06528	
7	SLU 19	-0.32565	-0.97694	SLU 5	0.01066	0.03197	
8	SLU 19	-0.25247	-0.75741	SLU 5	-0.06232	-0.18696	
9	SLU 17	-0.23589	-0.70766	SLU 3	-0.10034	-0.30101	
10	SLU 20	-0.2522	-0.75661	SLU 4	-0.06218	-0.18653	
11	SLU 20	-0.32511	-0.97534	SLU 4	0.01094	0.03282	
12	SLU 19	-0.33647	-1.0094	SLU 5	-0.00016	-0.00049	
13	SLU 19	-0.26329	-0.78987	SLU 5	-0.07314	-0.21942	
14	SLU 19	-0.19011	-0.57033	SLU 5	-0.14611	-0.43834	
15	SLU 20	-0.26302	-0.78907	SLU 4	-0.073	-0.21899	
16	SLU 20	-0.33593	-1.0078	SLU 4	0.00012	0.00036	
17	SLU 19	-0.34729	-1.04186	SLU 5	-0.01098	-0.03295	
18	SLU 19	-0.27411	-0.82233	SLU 5	-0.08396	-0.25188	
19	SLU 18	-0.23589	-0.70766	SLU 2	-0.10034	-0.30101	
20	SLU 20	-0.27384	-0.82153	SLU 4	-0.08382	-0.25145	
21	SLU 20	-0.34675	-1.04026	SLU 4	-0.0107	-0.0321	
22	SLU 19	-0.35811	-1.07432	SLU 5	-0.0218	-0.06541	
23	SLU 19	-0.28493	-0.85479	SLU 2	-0.06545	-0.19635	
24	SLU 18	-0.28166	-0.84499	SLU 2	-0.05456	-0.16368	
25	SLU 18	-0.29235	-0.87705	SLU 2	-0.04367	-0.131	
26	SLU 20	-0.35757	-1.07272	SLU 4	-0.02152	-0.06456	

11.5.2. Pressioni terreno in SLE/SLD

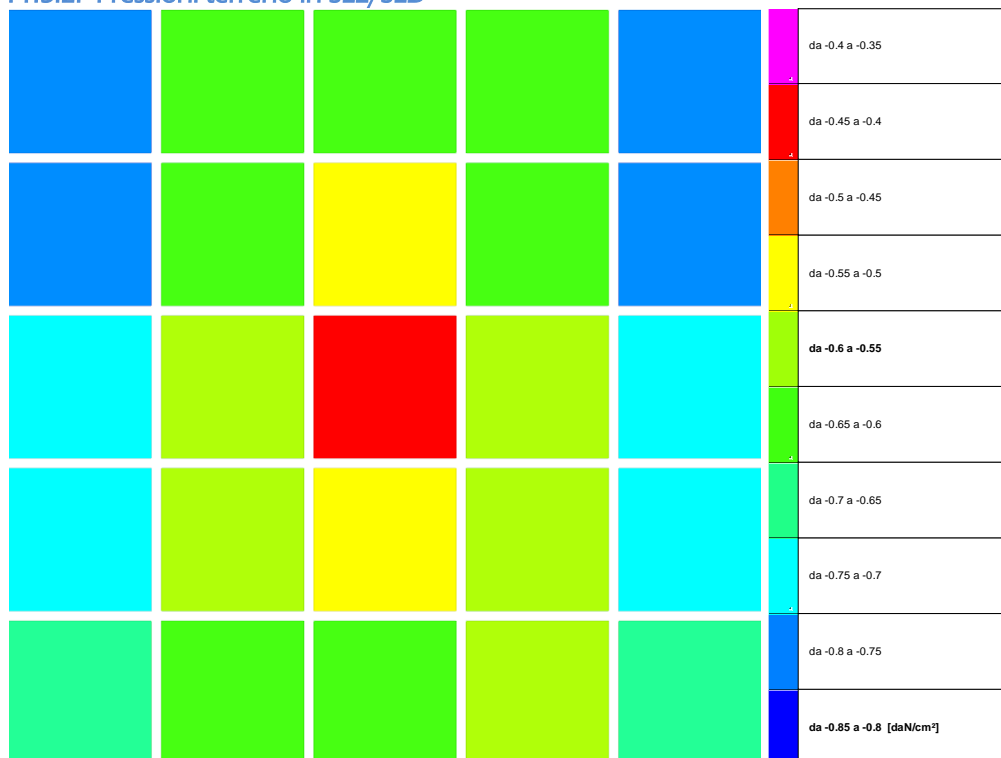


Figura **Errore. Nel documento non esiste testo dello stile specificato.-2** Rappresentazione in pianta delle massime compressioni sul terreno in famiglia SLE/SLD



Nodo: Nodo che interagisce col terreno.

Ind.: indice del nodo.

Pressione minima: situazione in cui si verifica la pressione minima nel nodo.

Cont.: nome breve della condizione o combinazione di carico a cui si riferisce la pressione minima.

uz: spostamento massimo verticale del nodo. [cm]

Valore: pressione minima sul terreno del nodo. [daN/cm²]

Pressione massima: situazione in cui si verifica la pressione massima nel nodo.

Cont.: nome breve della condizione o combinazione di carico a cui si riferisce la pressione massima.

uz: spostamento minimo verticale del nodo. [cm]

Valore: pressione massima sul terreno del nodo. [daN/cm²]

Compressione estrema massima -0.77455 al nodo di indice 22, di coordinate x = -120, y = 120, z = -120, nel contesto SLE rara 4.

Spostamento estremo minimo -0.25818 al nodo di indice 22, di coordinate x = -120, y = 120, z = -120, nel contesto SLE rara 4.

Spostamento estremo massimo -0.03418 al nodo di indice 6, di coordinate x = 120, y = -120, z = -120, nel contesto SLE rara 4.

Nodo Ind.	Pressione minima			Pressione massima		
	Cont.	uz	Valore	Cont.	uz	Valore
2	SLE RA 4	-0.22933	-0.68799	SLE RA 5	-0.03454	-0.10362
3	SLE RA 2	-0.21452	-0.64357	SLE RA 3	-0.07802	-0.23407
4	SLE RA 2	-0.20722	-0.62166	SLE RA 3	-0.08515	-0.25544
5	SLE RA 2	-0.19992	-0.59975	SLE RA 4	-0.08297	-0.24891
6	SLE RA 5	-0.22897	-0.68692	SLE RA 4	-0.03418	-0.10255
7	SLE RA 4	-0.23654	-0.70963	SLE RA 5	-0.04175	-0.12526
8	SLE RA 4	-0.18776	-0.56327	SLE RA 5	-0.09036	-0.27109
9	SLE RA 2	-0.1767	-0.53011	SLE RA 3	-0.11567	-0.347
10	SLE RA 5	-0.18758	-0.56274	SLE RA 4	-0.09018	-0.27055
11	SLE RA 5	-0.23619	-0.70856	SLE RA 4	-0.0414	-0.12419
12	SLE RA 4	-0.24376	-0.73127	SLE RA 5	-0.04897	-0.1469
13	SLE RA 4	-0.19497	-0.58491	SLE RA 5	-0.09758	-0.29273
14	SLE RA 4	-0.14618	-0.43855	SLE RA 5	-0.14618	-0.43855
15	SLE RA 5	-0.19479	-0.58438	SLE RA 4	-0.0974	-0.29219
16	SLE RA 5	-0.2434	-0.7302	SLE RA 4	-0.04861	-0.14583
17	SLE RA 4	-0.25097	-0.75291	SLE RA 5	-0.05618	-0.16854
18	SLE RA 4	-0.20218	-0.60655	SLE RA 5	-0.10479	-0.31437
19	SLE RA 3	-0.1767	-0.53011	SLE RA 2	-0.11567	-0.347
20	SLE RA 5	-0.20201	-0.60602	SLE RA 4	-0.10461	-0.31383
21	SLE RA 5	-0.25061	-0.75184	SLE RA 4	-0.05582	-0.16747
22	SLE RA 4	-0.25818	-0.77455	SLE RA 5	-0.06339	-0.19018
23	SLE RA 4	-0.2094	-0.62819	SLE RA 2	-0.09245	-0.27735
24	SLE RA 3	-0.20722	-0.62166	SLE RA 2	-0.08515	-0.25544
25	SLE RA 3	-0.21434	-0.64303	SLE RA 2	-0.07785	-0.23354
26	SLE RA 5	-0.25783	-0.77348	SLE RA 4	-0.06304	-0.18911

11.5.3. Verifiche a ribaltamento

Famiglia "Equilibrio", Famiglia "Limite ultimo", Famiglia "Limite ultimo sismico"

Si stampano le 5 situazioni più gravose per tipo di verifica

Coefficiente di sicurezza minimo 1.92

Comb.	Asse di rotazione					yR	Mrib	Mstb	c.s.	Verifica
	x1	y1	x2	y2						
SLU 4	-140	140	-140	-140	-140	1.15	2562347	4907870	1.92	SI
SLU 4	-140	140	-140	-140	-140	1.15	2562347	4907870	1.92	SI
SLU 9	-140	140	-140	-140	-140	1.15	2564342	4915965	1.92	SI
SLU 9	-140	140	-140	-140	-140	1.15	2564342	4915965	1.92	SI
SLU 5	140	-140	140	140	140	1.15	2557723	4907870	1.92	SI

Verifiche geotecniche di scorrimento e capacità portante

Caratteristiche del terreno a contatto con il piano di posa della fondazione

Descrizione	y naturale	y saturo	Angolo Attrito Interno	Angolo Attrito 6	Coesione Efficace	Coesione Non Drenata	Coeff. Adesione
Unità LT 02 Cologne	0.0018	0.0018	35	23	0	0	1

Caratteristiche del terreno di progetto per la capacità portante della fondazione

Descrizione	y naturale	y saturo	Angolo Attrito Interno	Angolo Attrito 6	Coesione Efficace	Coesione Non Drenata	Coeff. Adesione
Suolo medio nel bulbo di influenza	0.0018	0.0018	35	23	0	0	1

Caratteristiche del terreno laterale di approfondimento della fondazione

Descrizione	y naturale	y saturo	Angolo Attrito Interno	Angolo Attrito 6	Coesione Efficace	Coesione Non Drenata	Coeff. Adesione
Riporto	0.0016	0.00215	38	0	0	0	1



11.5.4. Verifiche a slittamento magrone-calcestruzzo

Famiglia "Limite ultimo"

Si stampano le 5 situazioni più gravose per tipo di verifica

Coefficiente di sicurezza minimo a slittamento cls-magrone 13.06

Comb.	Azione orizz.	Azione vert.	Attrito	Laterale	yR	Rd	Ed	Rd/Ed	Verifica
SLU 4	1964	-40315	35	0	1.1	25655	1964	13.06	Si
SLU 5	1964	-40315	35	0	1.1	25655	1964	13.06	Si
SLU 10	1964	-40381	35	0	1.1	25697	1964	13.08	Si
SLU 9	1964	-40381	35	0	1.1	25697	1964	13.08	Si
SLU 15	1964	-52386	35	0	1.1	33337	1964	16.97	Si

Famiglia "Limite ultimo sismico"

Si stampano le 5 situazioni più gravose per tipo di verifica

Coefficiente di sicurezza minimo a slittamento cls-magrone 336.58

Comb.	Azione orizz.	Azione vert.	Attrito	Laterale	yR	Rd	Ed	Rd/Ed	Verifica
SLV 8	76	-40334	35	0	1.1	25667	76	336.58	Si
SLV 6	76	-40334	35	0	1.1	25667	76	336.58	Si
SLV 5	76	-40334	35	0	1.1	25667	76	336.58	Si
SLV 12	76	-40334	35	0	1.1	25667	76	336.58	Si
SLV 9	76	-40334	35	0	1.1	25667	76	336.58	Si

11.5.5. Verifiche a scorrimento

Famiglia "Limite ultimo"

Si stampano le 5 situazioni più gravose per tipo di verifica

Coefficiente di sicurezza minimo a scorrimento 9.53

In alcune combinazioni l'angolo di attrito di progetto risulta penalizzato rispetto al valore statico (SLU 4, SLU 5, SLU 10, SLU 9, SLU 15)

Comb.	Azione orizz.	Azione vert.	Cond.	Adesione	Attrito	Laterale	yR	Rd	Ed	Rd/Ed	Verifica
SLU 4	1964	-48527	LT	0	23	0	1.1	18726	1964	9.53	Si
SLU 5	1964	-48527	LT	0	23	0	1.1	18726	1964	9.53	Si
SLU 10	1964	-48593	LT	0	23	0	1.1	18751	1964	9.55	Si
SLU 9	1964	-48593	LT	0	23	0	1.1	18751	1964	9.55	Si
SLU 15	1964	-63062	LT	0	23	0	1.1	24335	1964	12.39	Si

Famiglia "Limite ultimo sismico"

Si stampano le 5 situazioni più gravose per tipo di verifica

Coefficiente di sicurezza minimo a scorrimento 245.66

In alcune combinazioni l'angolo di attrito di progetto risulta penalizzato rispetto al valore statico (SLV 8, SLV 6, SLV 5, SLV 12, SLV 9)

Comb.	Azione orizz.	Azione vert.	Cond.	Adesione	Attrito	Laterale	yR	Rd	Ed	Rd/Ed	Verifica
SLV 8	76	-48546	LT	0	23	0	1.1	18733	76	245.66	Si
SLV 6	76	-48546	LT	0	23	0	1.1	18733	76	245.66	Si
SLV 5	76	-48546	LT	0	23	0	1.1	18733	76	245.66	Si
SLV 12	76	-48546	LT	0	23	0	1.1	18733	76	245.66	Si
SLV 9	76	-48546	LT	0	23	0	1.1	18733	76	245.66	Si

11.5.6. Verifiche di capacità portante

Famiglia "Limite ultimo"

Si stampano le 5 situazioni più gravose per tipo di verifica

Coefficiente di sicurezza minimo per portanza 10.36

Comb.	Fx	Fy	Fz	Mx	My	ex	ey	B'	L'	Cond.	Coes.	Attrito	Peso	Sovrac.	Amax	yR	Rd	Ed	Rd/Ed	Verifica
SLU 19	-1933	347	-63128	392223	2603022	-41	-6	218	288	LT	0	35	0.0018	0.36	0	2.3	653953	63128	10.36	Si
SLU 14	-1933	347	-63062	392223	2601027	-41	-6	218	288	LT	0	35	0.0018	0.36	0	2.3	653773	63062	10.37	Si
SLU 15	1933	347	-63062	392223	2596383	41	-6	218	288	LT	0	35	0.0018	0.36	0	2.3	654386	63062	10.38	Si
SLU 20	1933	347	-63128	392223	2594388	41	-6	218	288	LT	0	35	0.0018	0.36	0	2.3	655092	63128	10.38	Si
SLU 9	-1933	347	-48593	392223	2603012	-54	-8	193	284	LT	0	35	0.0018	0.36	0	2.3	534580	48593	11	Si

Fattori di capacità portante in Famiglia "Limite ultimo"

N			S			D			I			G			P			E		
Nq	Nc	Ng	Sq	Sc	Sg	Dq	Dc	Dg	Iq	Ic	Ig	Gq	Gc	Gg	Pq	Pc	Pg	Eq	Ec	Eg
33	46	34	1.53	1.55	0.7	1.19	1.29	1	0.92	0.92	0.9	1	1	1	1	1	1	1	1	1
33	46	34	1.53	1.55	0.7	1.19	1.29	1	0.92	0.92	0.9	1	1	1	1	1	1	1	1	1
33	46	34	1.53	1.55	0.7	1.19	1.29	1	0.92	0.92	0.9	1	1	1	1	1	1	1	1	1
33	46	34	1.53	1.55	0.7	1.19	1.29	1	0.92	0.92	0.9	1	1	1	1	1	1	1	1	1
33	46	34	1.48	1.49	0.73	1.19	1.29	1	0.9	0.9	0.87	1	1	1	1	1	1	1	1	1

Famiglia "Limite ultimo sismico"

Si stampano le 5 situazioni più gravose per tipo di verifica

Coefficiente di sicurezza minimo per portanza 22.51

Comb.	Fx	Fy	Fz	Mx	My	ex	ey	B'	L'	Cond.	Coes.	Attrito	Peso	Sovrac.	Amax	yR	Rd	Ed	Rd/Ed	Verifica
SLV 4	-73	22	-48546	-23397	-80872	-2	0	297	299	LT	0	35	0.0018	0.36	0.06	2.3	1092842	48546	22.51	Si
SLV 3	-73	22	-48546	-23397	-80872	-2	0	297	299	LT	0	35	0.0018	0.36	0.06	2.3	1092842	48546	22.51	Si
SLV 2	-73	-22	-48546	23397	-80872	-2	0	297	299	LT	0	35	0.0018	0.36	0.06	2.3	1092842	48546	22.51	Si
SLV 1	-73	-22	-48546	23397	-80872	-2	0	297	299	LT	0	35	0.0018	0.36	0.06	2.3	1092842	48546	22.51	Si
SLV 8	-22	73	-48546	-77989	-26279	-1	-2	297	299	LT	0	35	0.0018	0.36	0.06	2.3	1093111	48546	22.52	Si

Fattori di capacità portante in Famiglia "Limite ultimo sismico"

N			S			D			I			G			P			E		
Nq	Nc	Ng	Sq	Sc	Sg	Dq	Dc	Dg	Iq	Ic	Ig	Gq	Gc	Gg	Pq	Pc	Pg	Eq	Ec	Eg
33	46	34	1.69	1.72	0.6	1.19	1.29	1	1	1	0.99	1	1	1	1	1	1	0.97	0.98	0.97
33	46	34	1.69	1.72	0.6	1.19	1.29	1	1	1	0.99	1	1	1	1	1	1	0.97	0.98	0.97
33	46	34	1.69	1.72	0.6	1.19	1.29	1	1	1	0.99	1	1	1	1	1	1	0.97	0.98	0.97
33	46	34	1.69	1.72	0.6	1.19	1.29	1	1	1	0.99	1	1	1	1	1	1	0.97	0.98	0.97
33	46	34	1.7	1.72	0.6	1.19	1.29	1	1	1	0.99	1	1	1	1	1	1	0.97	0.98	0.97



11.5.7. Verifiche della suola

Superficie su cui è valutata la pressione del suolo: rettangolare a filo pilastro
Armatura inferiore in direzione X 15 diam. 16 mm Armatura superiore in direzione X 12 diam. 12 mm
Armatura inferiore in direzione Y 15 diam. 16 mm Armatura superiore in direzione Y 12 diam. 12 mm
Famiglia "Limite ultimo"

Si stampano le 5 situazioni più gravose per tipo di verifica
Coefficiente di sicurezza minimo a flessione 10.09
Coefficiente di sicurezza minimo a taglio 9.85

Desc.	Tipo sez.	Comb.	M	Mu	V	Vrd	Verifica
norm.X+	filo pil.	SLU 14	-997588	-10064589	-12904	142777	Si
norm.X+	filo pil.	SLU 19	-996658	-10064589	-12885	142777	Si
norm.X-	filo pil.	SLU 15	-995834	-10064589	-12879	142777	Si
norm.X-	filo pil.	SLU 20	-993394	-10064589	-12839	142777	Si
norm.X+	filo pil.	SLU 4	-949350	-10064589	-13182	142777	Si
norm.X-	filo pil.	SLU 9	1122611	22067281	14480	142655	Si
norm.X-	filo pil.	SLU 4	1120273	22067281	14442	142655	Si
norm.X+	filo pil.	SLU 10	1117891	22067281	14424	142655	Si
norm.X+	filo pil.	SLU 5	1117734	22067281	14413	142655	Si
norm.X-	filo pil.	SLU 19	1084911	22067281	14208	142655	Si

Famiglia "Esercizio rara"

Si stampano le 5 situazioni più gravose per tipo di verifica
Valori limite: oc lim. 149.4 of lim. 3600

Coefficiente di sicurezza minimo per verifica tensioni 302.37

Desc.	Tipo sez.	Comb.	M	Fessurata	σC	σF	Verifica
norm.X-	filo pil.	SLE RA 4	724574	no	-0.5	2.6	Si
norm.X+	filo pil.	SLE RA 5	722226	no	-0.5	2.6	Si
norm.X+	filo pil.	SLE RA 4	-663859	no	-0.4	2.7	Si
norm.X-	filo pil.	SLE RA 5	-661527	no	-0.4	2.7	Si
norm.Y+	filo pil.	SLE RA 3	471598	no	-0.3	1.6	Si

Famiglia "Esercizio frequente"

Si stampano le 5 situazioni più gravose per tipo di verifica
Valori limite di apertura fessure: w lim. 0.04

Coefficiente di sicurezza minimo per apertura fessure 999

Desc.	Tipo sez.	Comb.	M	Fessurata	wd	Verifica
norm.X+	filo pil.	SLE FR 1	29146	no	0	Si
norm.Y-	filo pil.	SLE FR 3	-57940	no	0	Si
norm.Y-	filo pil.	SLE FR 2	118573	no	0	Si
norm.Y-	filo pil.	SLE FR 1	30316	no	0	Si
norm.X-	filo pil.	SLE FR 5	-107124	no	0	Si

Famiglia "Esercizio quasi permanente"

Valori limite: oc lim. 112.1 w lim. 0.03

Coefficiente di sicurezza minimo per verifica tensioni 5218.63

Coefficiente di sicurezza minimo per apertura fessure 999

Desc.	Tipo sez.	Comb.	M	Fessurata	σC	wd	Verifica
norm.X-	filo pil.	SLE OP 1	31487	no	0	0	Si
norm.Y+	filo pil.	SLE OP 1	30316	no	0	0	Si
norm.Y-	filo pil.	SLE OP 1	30316	no	0	0	Si
norm.X+	filo pil.	SLE OP 1	29146	no	0	0	Si

Famiglia "Limite ultimo sismico"

Si stampano le 5 situazioni più gravose per tipo di verifica

Coefficiente di sicurezza minimo a flessione 343.61

Coefficiente di sicurezza minimo a taglio 156.05

Desc.	Tipo sez.	Comb.	M	Mu	V	Vrd	Verifica
norm.X-	filo pil.	SLV 4	62564	21497686	914	142655	Si
norm.X-	filo pil.	SLV 3	62564	21497686	914	142655	Si
norm.X-	filo pil.	SLV 2	62564	21497686	914	142655	Si
norm.X-	filo pil.	SLV 1	62564	21497686	914	142655	Si
norm.Y+	filo pil.	SLV 7	61393	21305164	899	141682	Si



11.5.8. Verifiche a punzonamento

Famiglia "Limite ultimo"

Verifiche in adiacenza all'elemento punzonante (perimetro U0)

Coefficiente di sicurezza minimo 7.34

Comb.	Elemento punzonante	d	Perimetro	Perim. minim.	N	β	Peso cono	Reazione suolo	VEd,red	VRd,max	Verifica
SLU 9	pilastrò	40.9	111	no	-1181	20.93	121	472	3.84	28.22	SI
SLU 10	pilastrò	40.9	111	no	-1181	20.85	121	472	3.83	28.22	SI
SLU 4	pilastrò	40.9	111	no	-1115	22.1	121	471	3.74	28.22	SI
SLU 5	pilastrò	40.9	111	no	-1115	22.06	121	471	3.73	28.22	SI
SLU 19	pilastrò	40.9	111	no	-1493	16.77	121	647	3.72	28.22	SI

Verifiche a distanza $\leq 2d$ dall'elemento punzonante (perimetro U1)

Coefficiente di sicurezza minimo 15.22

Comb.	Elem. punz.	d	Offset	Perim. utile	Perim. minim.	N	β	Peso cono	Reazione suolo	VEd,red	ρ_I	VRd	Asw	VRd,cs	Verifica
SLU 9	pilastrò	40.9	8.2	361	si	-1181	907.2	537	1677	2.54	0.003	38.69	0	0	SI
SLU 10	pilastrò	40.9	8.2	361	si	-1181	1202	537	1687	2.53	0.003	38.69	0	0	SI
SLU 4	pilastrò	40.9	6.5	356	si	-1115	398.05	509	1527	2.64	0.003	48.36	0	0	SI
SLU 5	pilastrò	40.9	6.5	356	si	-1115	419.74	509	1532	2.64	0.003	48.36	0	0	SI
SLU 19	pilastrò	40.9	4.9	142	no	-1493	15.94	158	1060	1.76	0.003	64.48	0	0	SI

Coordinate del perimetro del cono punzonante a distanza 8.2 dal pilastrò

Vert.	x	y	Vert.	x	y	Vert.	x	y	Vert.	x	y	Vert.	x	y	Vert.	x	y
1	140	-25.8	2	140	25.8	3	0	25.8	4	-5	25.3	5	-9.9	23.9	6	-14.4	21.5
7	-18.3	18.3	8	-21.5	14.4	9	-23.9	9.9	10	-25.3	5	11	-25.8	0	12	-25.3	-5
13	-23.9	-9.9	14	-21.5	-14.4	15	-18.3	-18.3	16	-14.4	-21.5	17	-9.9	-23.9	18	-5	-25.3
19	0	-25.8															

Famiglia "Limite ultimo sismico"

Verifiche in adiacenza all'elemento punzonante (perimetro U0)

Coefficiente di sicurezza minimo 103.17

Comb.	Elemento punzonante	d	Perimetro	Perim. minim.	N	β	Peso cono	Reazione suolo	VEd,red	VRd,max	Verifica
SLV 4	pilastrò	40.9	111	no	-1134	1.64	121	499	0.27	28.22	SI
SLV 3	pilastrò	40.9	111	no	-1134	1.64	121	499	0.27	28.22	SI
SLV 2	pilastrò	40.9	111	no	-1134	1.64	121	499	0.27	28.22	SI
SLV 1	pilastrò	40.9	111	no	-1134	1.64	121	499	0.27	28.22	SI
SLV 8	pilastrò	40.9	111	no	-1134	1.62	121	499	0.27	28.22	SI

Verifiche a distanza $\leq 2d$ dall'elemento punzonante (perimetro U1)

Coefficiente di sicurezza minimo 490.38

Comb.	Elem. punz.	d	Offset	Perim. utile	Perim. minim.	N	β	Peso cono	Reazione suolo	VEd,red	ρ_I	VRd	Asw	VRd,cs	Verifica
SLV 4	pilastrò	40.9	4.9	142	no	-1134	1.6	158	817	0.13	0.003	64.48	0	0	SI
SLV 3	pilastrò	40.9	4.9	142	no	-1134	1.6	158	817	0.13	0.003	64.48	0	0	SI
SLV 2	pilastrò	40.9	4.9	142	no	-1134	1.6	158	817	0.13	0.003	64.48	0	0	SI
SLV 1	pilastrò	40.9	4.9	142	no	-1134	1.6	158	817	0.13	0.003	64.48	0	0	SI
SLV 8	pilastrò	40.9	4.9	142	no	-1134	1.59	158	817	0.13	0.003	64.48	0	0	SI

Coordinate del perimetro del cono punzonante a distanza 4.9 dal pilastrò

Vert.	x	y	Vert.	x	y	Vert.	x	y	Vert.	x	y	Vert.	x	y	Vert.	x	y
1	22.6	0	2	22.1	4.4	3	20.8	8.6	4	18.8	12.5	5	16	16	6	12.5	18.8
7	8.6	20.8	8	4.4	22.1	9	0	22.6	10	-4.4	22.1	11	-8.6	20.8	12	-12.5	18.8
13	-16	16	14	-18.8	12.5	15	-20.8	8.6	16	-22.1	4.4	17	-22.6	0	18	-22.1	-4.4
19	-20.8	-8.6	20	-18.8	-12.5	21	-16	-16	22	-12.5	-18.8	23	-8.6	-20.8	24	-4.4	-22.1
25	0	-22.6	26	4.4	-22.1	27	8.6	-20.8	28	12.5	-18.8	29	16	-16	30	18.8	-12.5
31	20.8	-8.6	32	22.1	-4.4												



11.6. Verifiche delle fondazioni plinto tipo B

11.6.1. Pressioni terreno in SLU

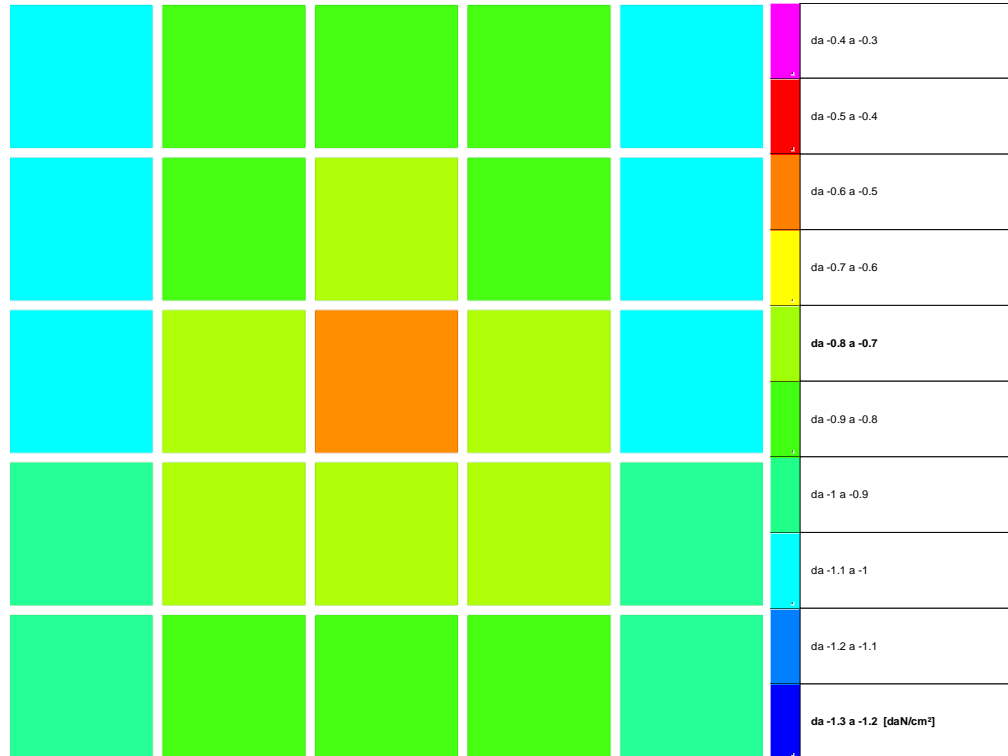


Figura **Errore.** Nel documento non esiste testo dello stile specificato.-3 Rappresentazione in pianta delle massime compressioni sul terreno in famiglia SLU

Nodo: Nodo che interagisce col terreno.

Ind.: indice del nodo.

Pressione minima: situazione in cui si verifica la pressione minima nel nodo.

Cont.: nome breve della condizione o combinazione di carico a cui si riferisce la pressione minima.

uz: spostamento massimo verticale del nodo. [cm]

Valore: pressione minima sul terreno del nodo. [daN/cm²]

Pressione massima: situazione in cui si verifica la pressione massima nel nodo.

Cont.: nome breve della condizione o combinazione di carico a cui si riferisce la pressione massima.

uz: spostamento minimo verticale del nodo. [cm]

Valore: pressione massima sul terreno del nodo. [daN/cm²]

Compressione estrema massima -1.07875 al nodo di indice 27, di coordinate x = 140, y = 120, z = -120, nel contesto SLU 20.

Spostamento estremo minimo -0.35958 al nodo di indice 27, di coordinate x = 140, y = 120, z = -120, nel contesto SLU 20.

Spostamento estremo massimo 0.02306 al nodo di indice 2, di coordinate x = -100, y = -120, z = -120, nel contesto SLU 5.

Postaforma Estremo massimo 0.0256 all'ora di indice 2, di coordinate X = 100, Y = 120, Z = 120, nel contesto SLO 3.						
Nodo		Pressione minima		Pressione massima		
Ind.	Cont.	uz	Valore	Cont.	Valore	
2	SLU 19	-0.31282	-0.93846	SLU 5	0.02306	0.06919
3	SLU 17	-0.29161	-0.87484	SLU 3	-0.04302	-0.12905
4	SLU 17	-0.28166	-0.84499	SLU 3	-0.05456	-0.16368
5	SLU 17	-0.27172	-0.81515	SLU 4	-0.05215	-0.15645
6	SLU 20	-0.3163	-0.94891	SLU 4	0.02017	0.06052
7	SLU 19	-0.32364	-0.97092	SLU 5	0.01224	0.03673
8	SLU 19	-0.25146	-0.75439	SLU 5	-0.06153	-0.18458
9	SLU 17	-0.23589	-0.70766	SLU 3	-0.10034	-0.30101
10	SLU 20	-0.25321	-0.75962	SLU 4	-0.06297	-0.18891
11	SLU 20	-0.32712	-0.98137	SLU 4	0.00935	0.02806
12	SLU 19	-0.33446	-1.00338	SLU 5	0.00142	0.00427
13	SLU 19	-0.26228	-0.78685	SLU 5	-0.07235	-0.21704
15	SLU 19	-0.19011	-0.57033	SLU 5	-0.14611	-0.43834
16	SLU 20	-0.26403	-0.79208	SLU 4	-0.07379	-0.22137
17	SLU 20	-0.33794	-1.01383	SLU 4	-0.00147	-0.0044
18	SLU 19	-0.34528	-1.03584	SLU 5	-0.00094	-0.02819
19	SLU 19	-0.2731	-0.81931	SLU 5	-0.08317	-0.2495
20	SLU 18	-0.23589	-0.70766	SLU 2	-0.10034	-0.30101
21	SLU 20	-0.27485	-0.82454	SLU 4	-0.08461	-0.25383
22	SLU 20	-0.34876	-1.04629	SLU 4	-0.01229	-0.03686
23	SLU 19	-0.3561	-1.0683	SLU 5	-0.02022	-0.06065
24	SLU 19	-0.28392	-0.85177	SLU 2	-0.06466	-0.19397
25	SLU 18	-0.28166	-0.84499	SLU 2	-0.05456	-0.16368
26	SLU 18	-0.29336	-0.88007	SLU 2	-0.04446	-0.13338
27	SLU 20	-0.35958	-1.07875	SLU 4	-0.02311	-0.06932



11.6.2. Pressioni terreno in SLE/SLD

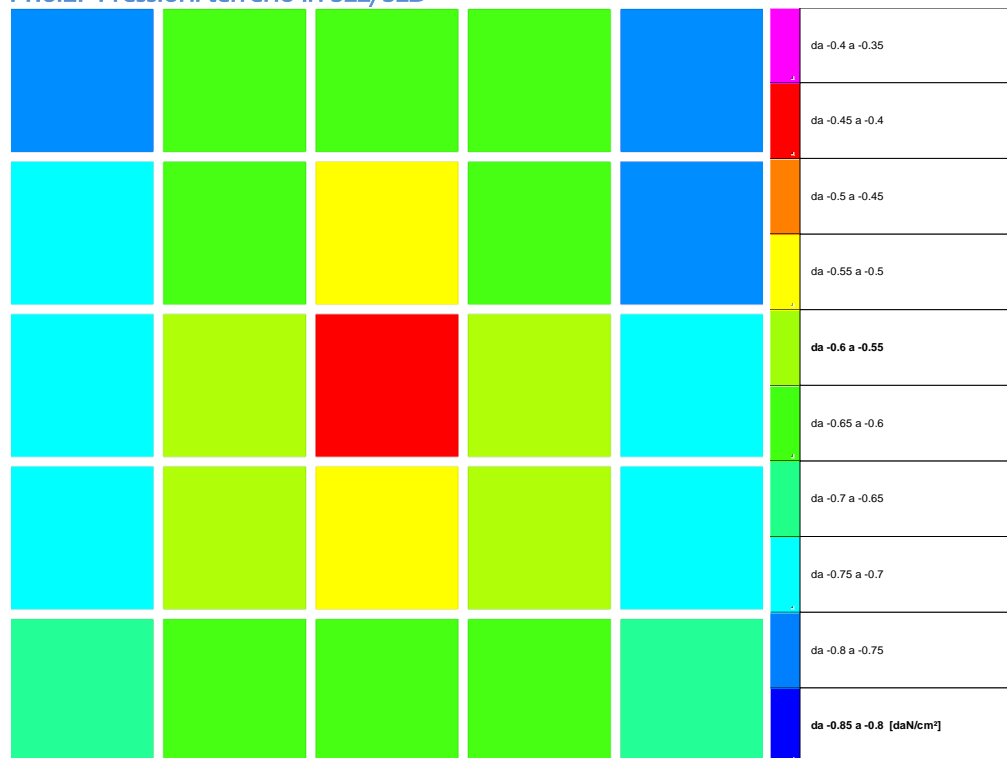


Figura Errore. Nel documento non esiste testo dello stile specificato.-4 Rappresentazione in pianta delle massime compressioni sul terreno in famiglia SLE/SLD

Nodo: Nodo che interagisce col terreno.

Ind.: indice del nodo.

Pressione minima: situazione in cui si verifica la pressione minima nel nodo.

Cont.: nome breve della condizione o combinazione di carico a cui si riferisce la pressione minima.

uz: spostamento massimo verticale del nodo. [cm]

Valore: pressione minima sul terreno del nodo. [daN/cm²]

Pressione massima: situazione in cui si verifica la pressione massima nel nodo.

Cont.: nome breve della condizione o combinazione di carico a cui si riferisce la pressione massima.

uz: spostamento minimo verticale del nodo. [cm]

Valore: pressione massima sul terreno del nodo. [daN/cm²]

Compressione estrema massima -0.77817 al nodo di indice 27, di coordinate x = 140, y = 120, z = -120, nel contesto SLE rara 5.

Spostamento estremo minimo -0.25939 al nodo di indice 27, di coordinate x = 140, y = 120, z = -120, nel contesto SLE rara 5.

Spostamento estremo massimo -0.03298 al nodo di indice 2, di coordinate x = -100, y = -120, z = -120, nel contesto SLE rara 5.

Nodo	Pressione minima			Pressione massima		
	Ind.	Cont.	uz	Ind.	Cont.	uz
2	SLE RA 4	-0.22777	-0.6833	SLE RA 5	-0.03298	-0.09893
3	SLE RA 2	-0.21374	-0.64122	SLE RA 3	-0.07724	-0.23172
4	SLE RA 2	-0.20722	-0.62166	SLE RA 3	-0.08515	-0.25544
5	SLE RA 2	-0.2007	-0.6021	SLE RA 4	-0.08375	-0.25126
6	SLE RA 5	-0.23054	-0.69161	SLE RA 4	-0.03575	-0.10724
7	SLE RA 4	-0.23498	-0.70494	SLE RA 5	-0.04019	-0.12057
8	SLE RA 4	-0.18697	-0.56092	SLE RA 5	-0.08958	-0.26874
9	SLE RA 2	-0.1767	-0.53011	SLE RA 3	-0.11567	-0.347
10	SLE RA 5	-0.18836	-0.56508	SLE RA 4	-0.09097	-0.2729
11	SLE RA 5	-0.23775	-0.71325	SLE RA 4	-0.04296	-0.12888
12	SLE RA 4	-0.24219	-0.72658	SLE RA 5	-0.0474	-0.14221
13	SLE RA 4	-0.19419	-0.58257	SLE RA 5	-0.09679	-0.29038
15	SLE RA 4	-0.14618	-0.43855	SLE RA 5	-0.14618	-0.43855
16	SLE RA 5	-0.19557	-0.58672	SLE RA 4	-0.09818	-0.29454
17	SLE RA 5	-0.24496	-0.73489	SLE RA 4	-0.05017	-0.15052
18	SLE RA 4	-0.24941	-0.74822	SLE RA 5	-0.05462	-0.16385
19	SLE RA 4	-0.2014	-0.60421	SLE RA 5	-0.10401	-0.31202
20	SLE RA 3	-0.1767	-0.53011	SLE RA 2	-0.11567	-0.347
21	SLE RA 5	-0.20279	-0.60836	SLE RA 4	-0.10539	-0.31618
22	SLE RA 5	-0.25218	-0.75653	SLE RA 4	-0.05739	-0.17216
23	SLE RA 4	-0.25662	-0.76986	SLE RA 5	-0.06183	-0.18549
24	SLE RA 4	-0.20862	-0.62585	SLE RA 2	-0.09167	-0.275
25	SLE RA 3	-0.20722	-0.62166	SLE RA 2	-0.08515	-0.25544
26	SLE RA 3	-0.21513	-0.64538	SLE RA 2	-0.07863	-0.23588
27	SLE RA 5	-0.25939	-0.77817	SLE RA 4	-0.0646	-0.19381



11.6.1. Verifiche a ribaltamento

Famiglia "Equilibrio", Famiglia "Limite ultimo", Famiglia "Limite ultimo sismico"

Si stampano le 5 situazioni più gravose per tipo di verifica

Coefficiente di sicurezza minimo 1.91

Comb.	Asse di rotazione								Verifica
	x1	y1	x2	y2	yR	Mrib	Mstb	c.s.	
SLU 5	140	-140	140	140	1.15	2557723	4885516	1.91	Si
SLU 5	140	-140	140	140	1.15	2557723	4885516	1.91	Si
SLU 10	140	-140	140	140	1.15	2555728	4894768	1.92	Si
SLU 10	140	-140	140	140	1.15	2555728	4894768	1.92	Si
SLU 4	-140	140	-140	-140	1.15	2562347	4930224	1.92	Si

Verifiche geotecniche di scorrimento e capacità portante

Caratteristiche del terreno a contatto con il piano di posa della fondazione

Descrizione	y naturale	y saturo	Angolo Attrito Interno	Angolo Attrito 6	Coesione Efficace	Coesione Non Drenata	Coeff. Adesione
Unità LT 02 Cologne	0.0018	0.0018	35	23	0	0	1

Caratteristiche del terreno di progetto per la capacità portante della fondazione

Descrizione	y naturale	y saturo	Angolo Attrito Interno	Angolo Attrito 6	Coesione Efficace	Coesione Non Drenata	Coeff. Adesione
Suolo medio nel bulbo di influenza	0.0018	0.0018	35	23	0	0	1

Caratteristiche del terreno laterale di approfondimento della fondazione

Descrizione	y naturale	y saturo	Angolo Attrito Interno	Angolo Attrito 6	Coesione Efficace	Coesione Non Drenata	Coeff. Adesione
Riporto	0.0016	0.00215	38	0	0	0	1

11.6.2. Verifiche a slittamento magrone-calcestruzzo

Famiglia "Limite ultimo"

Si stampano le 5 situazioni più gravose per tipo di verifica

Coefficiente di sicurezza minimo a slittamento cls-magrone 13.06

Comb.	Azione orizz.	Azione vert.	Attrito	Laterale	yR	Rd	Ed	Rd/Ed	Verifica
SLU 4	1964	-40315	35	0	1.1	25655	1964	13.06	Si
SLU 5	1964	-40315	35	0	1.1	25655	1964	13.06	Si
SLU 10	1964	-40381	35	0	1.1	25697	1964	13.08	Si
SLU 9	1964	-40381	35	0	1.1	25697	1964	13.08	Si
SLU 15	1964	-52386	35	0	1.1	33337	1964	16.97	Si

Famiglia "Limite ultimo sismico"

Si stampano le 5 situazioni più gravose per tipo di verifica

Coefficiente di sicurezza minimo a slittamento cls-magrone 336.57

Comb.	Azione orizz.	Azione vert.	Attrito	Laterale	yR	Rd	Ed	Rd/Ed	Verifica
SLV 8	76	-40334	35	0	1.1	25667	76	336.57	Si
SLV 6	76	-40334	35	0	1.1	25667	76	336.57	Si
SLV 5	76	-40334	35	0	1.1	25667	76	336.57	Si
SLV 12	76	-40334	35	0	1.1	25667	76	336.57	Si
SLV 9	76	-40334	35	0	1.1	25667	76	336.57	Si

11.6.3. Verifiche a scorrimento

Famiglia "Limite ultimo"

Si stampano le 5 situazioni più gravose per tipo di verifica

Coefficiente di sicurezza minimo a scorrimento 9.53

In alcune combinazioni l'angolo di attrito di progetto risulta penalizzato rispetto al valore statico (SLU 4, SLU 5, SLU 10, SLU 9, SLU 15)

Comb.	Azione orizz.	Azione vert.	Cond.	Adesione	Attrito	Laterale	yR	Rd	Ed	Rd/Ed	Verifica
SLU 4	1964	-48527	LT	0	23	0	1.1	18726	1964	9.53	Si
SLU 5	1964	-48527	LT	0	23	0	1.1	18726	1964	9.53	Si
SLU 10	1964	-48593	LT	0	23	0	1.1	18751	1964	9.55	Si
SLU 9	1964	-48593	LT	0	23	0	1.1	18751	1964	9.55	Si
SLU 15	1964	-63062	LT	0	23	0	1.1	24335	1964	12.39	Si

Famiglia "Limite ultimo sismico"

Si stampano le 5 situazioni più gravose per tipo di verifica

Coefficiente di sicurezza minimo a scorrimento 245.65

In alcune combinazioni l'angolo di attrito di progetto risulta penalizzato rispetto al valore statico (SLV 8, SLV 6, SLV 5, SLV 12, SLV 9)

Comb.	Azione orizz.	Azione vert.	Cond.	Adesione	Attrito	Laterale	yR	Rd	Ed	Rd/Ed	Verifica
SLV 8	76	-48546	LT	0	23	0	1.1	18733	76	245.65	Si
SLV 6	76	-48546	LT	0	23	0	1.1	18733	76	245.65	Si
SLV 5	76	-48546	LT	0	23	0	1.1	18733	76	245.65	Si
SLV 12	76	-48546	LT	0	23	0	1.1	18733	76	245.65	Si
SLV 9	76	-48546	LT	0	23	0	1.1	18733	76	245.65	Si



11.6.4. Verifiche di capacità portante

Famiglia "Limite ultimo"

Si stampano le 5 situazioni più gravose per tipo di verifica

Coefficiente di sicurezza minimo per portanza 10.3

Comb.	Fx	Fy	Fz	Mx	My	ex	ey	B'	L'	Cond.	Coes.	Attrito	Peso	Sovrac.	Amax	γR	Rd	Ed	Rd/Ed	Verifica
SLU 15	1934	347	-63062	-	2631475	42	-6	217	288	LT	0	35	0.0018	0.36	0	2.3	649759	63062	10.3	S1
				392223																
SLU 20	1934	347	-63128	-	2628150	42	-6	217	288	LT	0	35	0.0018	0.36	0	2.3	650643	63128	10.31	S1
				392223																
SLU 19	-1934	347	-63128	-	-	-41	-6	219	288	LT	0	35	0.0018	0.36	0	2.3	658409	63128	10.43	S1
				392223	2569260															
SLU 14	-1934	347	-63062	-	-	-41	-6	219	288	LT	0	35	0.0018	0.36	0	2.3	658408	63062	10.44	S1
				392223	2565935															
SLU 5	1934	347	-48527	-	2623036	54	-8	192	284	LT	0	35	0.0018	0.36	0	2.3	530772	48527	10.94	S1
				392223																

Fattori di capacità portante in Famiglia "Limite ultimo"

N			S			D			I			G			P			E		
Nq	Nc	Ng	Sq	Sc	Sg	Dq	Dc	Dg	Iq	Ik	Ig	Gq	Gc	Gg	Pq	Pc	Pg	Eq	Ec	Eg
33	46	34	1.53	1.54	0.7	1.19	1.29	1	0.92	0.92	0.9	1	1	1	1	1	1	1	1	1
33	46	34	1.53	1.54	0.7	1.19	1.29	1	0.92	0.92	0.9	1	1	1	1	1	1	1	1	1
33	46	34	1.53	1.55	0.7	1.19	1.29	1	0.92	0.92	0.9	1	1	1	1	1	1	1	1	1
33	46	34	1.53	1.55	0.7	1.19	1.29	1	0.92	0.92	0.9	1	1	1	1	1	1	1	1	1
33	46	34	1.47	1.49	0.73	1.19	1.29	1	0.9	0.9	0.87	1	1	1	1	1	1	1	1	1

Famiglia "Limite ultimo sismico"

Si stampano le 5 situazioni più gravose per tipo di verifica

Coefficiente di sicurezza minimo per portanza 22.42

Comb.	Fx	Fy	Fz	Mx	My	ex	ey	B'	L'	Cond.	Coes.	Attrito	Peso	Sovrac.	Amax	γR	Rd	Ed	Rd/Ed	Verifica
SLV 16	73	22	-48546	-23397	101371	2	0	296	298	LT	0	35	0.0018	0.36	0.06	2.3	1088498	48546	22.42	S1
SLV 14	73	-22	-48546	23397	101371	2	0	296	298	LT	0	35	0.0018	0.36	0.06	2.3	1088498	48546	22.42	S1
SLV 13	73	-22	-48546	23397	101371	2	0	296	298	LT	0	35	0.0018	0.36	0.06	2.3	1088498	48546	22.42	S1
SLV 15	73	22	-48546	-23397	101371	2	0	296	298	LT	0	35	0.0018	0.36	0.06	2.3	1088498	48546	22.42	S1
SLV 12	22	73	-48546	-77990	46778	1	-2	297	298	LT	0	35	0.0018	0.36	0.06	2.3	1090675	48546	22.47	S1

Fattori di capacità portante in Famiglia "Limite ultimo sismico"

N			S			D			I			G			P			E		
Nq	Nc	Ng	Sq	Sc	Sg	Dq	Dc	Dg	Iq	Ik	Ig	Gq	Gc	Gg	Pq	Pc	Pg	Eq	Ec	Eg
33	46	34	1.69	1.71	0.6	1.19	1.29	1	1	1	0.99	1	1	1	1	1	1	0.97	0.98	0.97
33	46	34	1.69	1.71	0.6	1.19	1.29	1	1	1	0.99	1	1	1	1	1	1	0.97	0.98	0.97
33	46	34	1.69	1.71	0.6	1.19	1.29	1	1	1	0.99	1	1	1	1	1	1	0.97	0.98	0.97
33	46	34	1.69	1.71	0.6	1.19	1.29	1	1	1	0.99	1	1	1	1	1	1	0.97	0.98	0.97
33	46	34	1.7	1.72	0.6	1.19	1.29	1	1	1	0.99	1	1	1	1	1	1	0.97	0.98	0.97



11.6.5. Verifiche della suola

Superficie su cui è valutata la pressione del suolo: rettangolare a filo pilastro
Armatura inferiore in direzione X 15 diam. 16 mm Armatura superiore in direzione X 12 diam. 12 mm
Armatura inferiore in direzione Y 15 diam. 16 mm Armatura superiore in direzione Y 12 diam. 12 mm
Famiglia "Limite ultimo"

Si stampano le 5 situazioni più gravose per tipo di verifica
Coefficiente di sicurezza minimo a flessione 8.11
Coefficiente di sicurezza minimo a taglio 9.68

Desc.	Tipo sez.	Comb.	M	Mu	V	Vrd	Verifica
norm.X+	filo pil.	SLU 14	-1241286	-10064589	-12840	142777	Si
norm.X+	filo pil.	SLU 19	-1240583	-10064589	-12824	142777	Si
norm.X+	filo pil.	SLU 4	-1208072	-10064589	-13340	142777	Si
norm.X+	filo pil.	SLU 9	-1207431	-10064589	-13324	142777	Si
norm.X-	filo pil.	SLU 15	-753391	-10064589	-12362	142777	Si
norm.X+	filo pil.	SLU 10	1425531	22067281	14737	142655	Si
norm.X+	filo pil.	SLU 5	1426019	22067281	14726	142655	Si
norm.X+	filo pil.	SLU 20	1386024	22067281	14652	142655	Si
norm.X+	filo pil.	SLU 15	1385509	22067281	14637	142655	Si
norm.X-	filo pil.	SLU 9	829625	22067281	13543	142655	Si

Famiglia "Esercizio rara"

Si stampano le 5 situazioni più gravose per tipo di verifica
Valori limite: oc lim. 149.4 of lim. 3600

Coefficiente di sicurezza minimo per verifica tensioni 236.17

Desc.	Tipo sez.	Comb.	M	Fessurata	σC	σF	Verifica
norm.X+	filo pil.	SLE RA 5	927680	no	-0.6	3.3	Si
norm.X+	filo pil.	SLE RA 4	-822455	no	-0.5	3.4	Si
norm.X-	filo pil.	SLE RA 4	532032	no	-0.4	1.9	Si
norm.Y+	filo pil.	SLE RA 3	471598	no	-0.3	1.7	Si
norm.Y-	filo pil.	SLE RA 2	471598	no	-0.3	1.7	Si

Famiglia "Esercizio frequente"

Si stampano le 5 situazioni più gravose per tipo di verifica
Valori limite di apertura fessure: w lim. 0.04

Coefficiente di sicurezza minimo per apertura fessure 999

Desc.	Tipo sez.	Comb.	M	Fessurata	wd	Verifica
norm.X+	filo pil.	SLE FR 1	52543	no	0	Si
norm.Y-	filo pil.	SLE FR 3	-57940	no	0	Si
norm.Y-	filo pil.	SLE FR 2	118573	no	0	Si
norm.Y-	filo pil.	SLE FR 1	30316	no	0	Si
norm.X-	filo pil.	SLE FR 5	-89115	no	0	Si

Famiglia "Esercizio quasi permanente"

Valori limite: oc lim. 112.1 w lim. 0.03

Coefficiente di sicurezza minimo per verifica tensioni 3127.28

Coefficiente di sicurezza minimo per apertura fessure 999

Desc.	Tipo sez.	Comb.	M	Fessurata	σC	wd	Verifica
norm.X+	filo pil.	SLE OP 1	52543	no	0	0	Si
norm.Y+	filo pil.	SLE OP 1	30316	no	0	0	Si
norm.Y-	filo pil.	SLE OP 1	30316	no	0	0	Si
norm.X-	filo pil.	SLE OP 1	14409	no	0	0	Si

Famiglia "Limite ultimo sismico"

Si stampano le 5 situazioni più gravose per tipo di verifica

Coefficiente di sicurezza minimo a flessione 234.23

Coefficiente di sicurezza minimo a taglio 128.92

Desc.	Tipo sez.	Comb.	M	Mu	V	Vrd	Verifica
norm.X+	filo pil.	SLV 15	91781	21497686	1107	142655	Si
norm.X+	filo pil.	SLV 14	91781	21497686	1107	142655	Si
norm.X+	filo pil.	SLV 13	91781	21497686	1107	142655	Si
norm.X+	filo pil.	SLV 16	91781	21497686	1107	142655	Si
norm.X+	filo pil.	SLD 13	66022	21497686	837	142655	Si
norm.Y+	filo pil.	SLV 8	61393	21084445	899	141682	Si



11.6.6. Verifiche a punzonamento

Famiglia "Limite ultimo"

Verifiche in adiacenza all'elemento punzonante (perimetro U0)

Coefficiente di sicurezza minimo 6.51

Comb.	Elemento punzonante	d	Perimetro	Perim. minim.	N	β	Peso cono	Reazione suolo	VEd,red	VRd,max	Verifica
SLU 10	pilastro	40.9	111	no	-1181	20.85	121	362	4.34	28.22	SI
SLU 5	pilastro	40.9	111	no	-1115	22.06	121	360	4.27	28.22	SI
SLU 20	pilastro	40.9	111	no	-1493	16.71	121	548	4.07	28.22	SI
SLU 15	pilastro	40.9	111	no	-1426	17.46	121	547	4	28.22	SI
SLU 9	pilastro	40.9	111	no	-1493	16.77	121	744	3.36	28.22	SI

Verifiche a distanza <=2d dall'elemento punzonante (perimetro U1)

Coefficiente di sicurezza minimo 6.88

Comb.	Elem. punz.	d	Offset	Perim. utile	Perim. minim.	N	β	Peso cono	Reazione suolo	VEd,red	p.I	VRd	Asw	VRd,cs	Verifica
SLU 10	pilastro	40.9	18	352	si	-1181	2607.81	636	1803	2.55	0.003	17.59	0	0	SI
SLU 5	pilastro	40.9	16.4	347	si	-1115	574.12	609	1658	2.64	0.003	19.34	0	0	SI
SLU 20	pilastro	40.9	6.5	316	si	-1493	96995.93	454	2083	3.27	0.003	48.36	0	0	SI
SLU 15	pilastro	40.9	4.9	311	si	-1426	479.73	430	1894	3.42	0.003	64.48	0	0	SI
SLU 9	pilastro	40.9	4.9	142	no	-1181	19.88	158	949	1.34	0.003	64.48	0	0	SI

Coordinate del perimetro del cono punzonante a distanza 18 dal pilastro

Vert.	x	y	Vert.	x	y	Vert.	x	y	Vert.	x	y	Vert.	x	y	Vert.	x	y
1	-140	35.7	2	-140	-35.7	3	-20	-35.7	4	-13	-35	5	-6.3	-33	6	-0.2	-29.7
7	5.2	-25.2	8	9.7	-19.8	9	13	-13.7	10	15	-7	11	15.7	0	12	15	7
13	13	13.7	14	9.7	19.8	15	5.2	25.2	16	-0.2	29.7	17	-6.3	33	18	-13	35
19	-20	35.7															

Famiglia "Limite ultimo sismico"

Verifiche in adiacenza all'elemento punzonante (perimetro U0)

Coefficiente di sicurezza minimo 103.45

Comb.	Elemento punzonante	d	Perimetro	Perim. minim.	N	β	Peso cono	Reazione suolo	VEd,red	VRd,max	Verifica
SLV 4	pilastro	40.9	111	no	-1134	1.64	121	501	0.27	28.22	SI
SLV 3	pilastro	40.9	111	no	-1134	1.64	121	501	0.27	28.22	SI
SLV 2	pilastro	40.9	111	no	-1134	1.64	121	501	0.27	28.22	SI
SLV 1	pilastro	40.9	111	no	-1134	1.64	121	501	0.27	28.22	SI
SLV 8	pilastro	40.9	111	no	-1134	1.62	121	499	0.27	28.22	SI

Verifiche a distanza <=2d dall'elemento punzonante (perimetro U1)

Coefficiente di sicurezza minimo 493.87

Comb.	Elem. punz.	d	Offset	Perim. utile	Perim. minim.	N	β	Peso cono	Reazione suolo	VEd,red	p.I	VRd	Asw	VRd,cs	Verifica
SLV 4	pilastro	40.9	4.9	142	no	-1134	1.6	158	820	0.13	0.003	64.48	0	0	SI
SLV 3	pilastro	40.9	4.9	142	no	-1134	1.6	158	820	0.13	0.003	64.48	0	0	SI
SLV 2	pilastro	40.9	4.9	142	no	-1134	1.6	158	820	0.13	0.003	64.48	0	0	SI
SLV 1	pilastro	40.9	4.9	142	no	-1134	1.6	158	820	0.13	0.003	64.48	0	0	SI
SLV 8	pilastro	40.9	4.9	142	no	-1134	1.59	158	817	0.13	0.003	64.48	0	0	SI

Coordinate del perimetro del cono punzonante a distanza 4.9 dal pilastro

Vert.	x	y	Vert.	x	y	Vert.	x	y	Vert.	x	y	Vert.	x	y	Vert.	x	y
1	2.6	0	2	2.1	4.4	3	0.8	8.6	4	-1.2	12.5	5	-4	16	6	-7.5	18.8
7	-11.4	20.8	8	-15.6	22.1	9	-20	22.6	10	-24.4	22.1	11	-28.6	20.8	12	-32.5	18.8
13	-36	16	14	-38.8	12.5	15	-40.8	8.6	16	-42.1	4.4	17	-42.6	0	18	-42.1	-4.4
19	-40.8	-8.6	20	-38.8	-12.5	21	-36	-16	22	-32.5	-18.8	23	-28.6	-20.8	24	-24.4	-22.1
25	-20	-22.6	26	-15.6	-22.1	27	-11.4	-20.8	28	-7.5	-18.8	29	-4	-16	30	-1.2	-12.5
31	0.8	-8.6	32	2.1	-4.4												



12. RECINZIONE

12.1. MURO

Titolo: Muro recinzione

Vincoli

☐ App. - App.

☐ Inc. - Inc.

☐ Inc. - App.

☐ Mensola

☒ Fondazione

N° Carichi dist. TRAPEZI 1 Zoom

N°	q1	q2	d1	d2
1	8	8	0	0,7

Luce 0,7 m **J** 2 675 417 cm⁴ **Sezione**

E 31 400 MPa ☐ Distanze parziali

N° Carichi CONCENTRATI 1 Zoom

N°	F	d
1	0,05	0,35

Fondazione

☒ Rigida

☐ Winkler

K = 1 daN/cm³

b = 0,7 m

☒ Reag. traz.

Risultati

σ_{tA} MPa	-0,1529	σ_{tB}	0,176
max M kNm	4,704	x max M	0,35
max V kN	-20,17	x max V	0,35
f max m	0,0176	x f max	0,7
σ_{tmax} MPa	0,176	x σ_{tmax}	0,7

Diagrammi

Visualizza

M V C Stampa

Risultati all'ascissa x

x	M(x)	V(x)	f(x)	$\sigma_t(x)$
0	0	0	-0,01529	-0,1529

N° sezioni di calcolo 100 Calcola

12.2. PLINTO

Titolo: Plinto recinzione

Vincoli

☐ App. - App.

☐ Inc. - Inc.

☐ Inc. - App.

☐ Mensola

☒ Fondazione

N° Carichi dist. TRAPEZI 1 Zoom

N°	q1	q2	d1	d2
1	8	8	0	0,7

Luce 0,7 m **J** 157 500 cm⁴ **Sezione**

E 31 400 MPa ☐ Distanze parziali

N° Carichi CONCENTRATI 1 Zoom

N°	F	d
1	0,05	0,35

Fondazione

☒ Rigida

☐ Winkler

K = 1 daN/cm³

b = 0,7 m

☒ Reag. traz.

Risultati

σ_{tA} MPa	-0,1529	σ_{tB}	0,176
max M kNm	4,704	x max M	0,35
max V kN	-20,17	x max V	0,35
f max m	0,0176	x f max	0,7
σ_{tmax} MPa	0,176	x σ_{tmax}	0,7

Diagrammi

Visualizza

M V C Stampa

Risultati all'ascissa x

x	M(x)	V(x)	f(x)	$\sigma_t(x)$
0	0	0	-0,01529	-0,1529

N° sezioni di calcolo 100 Calcola

Cologne (BS), 09.11. 2018

Il Progettista
Pietro Brianza ingegnere