



CITTA' METROPOLITANA DI ROMA CAPITALE

DIPARTIMENTO I - Direzione -

U.O.T. Progetti Complessi

***CITTA' DI COLLEFERRO – Realizzazione della nuova sede
dell'Istituto P.I.A. "Parodi-Delfino"***
CUP: F51B20000730001

PROGETTO DEFINITIVO



Co Finanziato dall'Unione Europea - NextGenerationEU

RELAZIONI TECNICO SPECIALISTICHE CALCOLI STRUTTURE

TAV

13-ST

DATA

XI.2022

REV.

01

SCALA

DIREZIONE DEL DIPARTIMENTO I

Rup
Ing. Paolo QUATTRUCCI



Coordinatore del
progetto:
Arch. Gianfilippo MASTO



Co progettista
Ing. Stefano Tranquilli

Ing. STEFANO TRANQUILLI
Via E. Faa' Di Bruno, 24 - 00195 Roma
Cell. 347 9433723 - Fax 06 99331952
C.F. TRN SFN 75E17 H501I
P. IVA 07879821002

Co Progettista associata
Arch. Alessandra Sassi



COLLABORATORI

Geom. Calogero Di Rocco
P.E. Francesco Oliviero
Arch. Daria Marino

COLLABORAZIONE AL PROGETTO



CAPITALE LAVORO

Arch. Francesca
Pellicano'

Indice

PREMESSA

STATO DEI LUOGHI

Descrizione generale e indagini preliminari

Inquadramento urbanistico e territoriale

NORMATIVA DI RIFERIMENTO

DESCRIZIONE DEL PROGETTO

Generalità

Il concetto che informa il progetto

I livelli

STRUTTURE

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

CALCESTRUZZO

ACCIAIO PER C.A.

ACCIAIO PER CARPENTERIA METALLICA

LEGNO

CONCEZIONE E MODELLAZIONE STRUTTURALE

AZIONI SULLE STRUTTURE

Carichi da neve

Carichi vento.

Carichi superficiali di piano – Analisi dei carichi

Azione sismica

Pericolosità sismica del sito

Caratterizzazione geologica del sito

Periodo di riferimento

Spettri di risposta

Fattore di struttura

MODELLI DI CALCOLO E VERIFICHE

E1

Risultati globali

Risultati verifiche

E2

Risultati globali

Risultati verifiche

Futura PALESTRA (lavori analoghi)

Risultati globali

Risultati verifiche

LASTRICO SOLARE

Risultati globali

Risultati verifiche

MURO DI SOSTEGNO PERIMETRALE

Risultati globali

Risultati verifiche

SINTESI DEI RISULTATI

E1

E2

FUTURA PALESTRA

LASTRICO SOLARE

MURO DI SOSTEGNO PERIMETRALE

PREMESSA

L'oggetto della progettazione generale, in ambito P.N.R.R. è la "Realizzazione di nuovo istituto di istruzione polivalente superiore secondaria, previo la demolizione del manufatto rustico dell'ex centro anziani comunale di "Colle dell'Elefante".

In relazione alle disponibilità economiche stanziare dalla Città metropolitana di Roma capitale, come indicato nel C.S.A. parte 1^a e nei documenti di gara, il progetto generale, comprensivo dei corpi aule, laboratori, uffici, spogliatoi e servizi e del corpo autonomo "palestra", è tuttavia diviso in due stralci funzionali e autonomi.

Il primo stralcio, oggetto della presente procedura per l'importo immediatamente disponibile attualmente e appaltabile secondo i tempi imposti dal PNRR, il secondo (la sala palestra e sistemazioni correlate) da realizzare con un ulteriore finanziamento ed eventuale estensione dell'appalto se il relativo ottenimento avvenga in tempo utile, secondo le procedure per i lavori analoghi dell'art. 63, co. 5° del D.Lgs. 50/2016 e s.m.i.

L'area ove verrà realizzato il nuovo plesso, si sviluppa a ridosso di Via Fontana dell'Oste in un ambito di recente sviluppo urbanistico denominato "Colle dell'Elefante"; la zona è adiacente all'abitato cittadino ed è servita dai principali servizi pubblici.

Lo spostamento dell'istituto dall'attuale sede in affitto aumenterà sensibilmente l'accessibilità e la fruibilità dello stesso con un auspicabile aumento delle iscrizioni.

L'intero intervento comporterà di fatto la riqualificazione dell'area individuata per il nuovo Istituto, a oggi rimasta inutilizzata e con un immobile fatiscente non riconfigurabile come scuola.

Pur nelle ridotte dimensioni del lotto, la principale finalità dell'opera è quella di riunire in un unico edificio gli spazi necessari per tutte le attività scolastiche: uffici del preside e segreteria; attività dei collaboratori e dei referenti; uffici amministrativi scolastici; aule, laboratori, palestra, spazi aggregativi e ricreativi, etc..

Come già indicato nei pregressi documenti programmatici, attraverso la realizzazione di luogo simbolo identificativo della comunità ed in particolare con la realizzazione del nuovo plesso, si intende perseguire, come sopra accennato, i seguenti obiettivi:

- conferire una più alta fruibilità e accessibilità delle strutture scolastiche;
- consentire ad un maggior numero di ragazzi di intraprendere percorsi riconosciuti a livello provinciale;
- riallacciare un più stretto rapporto tra lo storico istituto scolastico e la cittadinanza;

-
- recuperare un'importante area pubblica rimasta inutilizzata.
 - migliorare la qualità del contesto urbano dell'area interessata dall'intervento.

STATO DEI LUOGHI

L'area ove è prevista la realizzazione dell'intervento è localizzata in Via del Pantanaccio snc, in adiacenza a Via Fontana dell'Oste.

Sull'area insiste il rustico per l'ex centro anziani comunale, mai entrato in esercizio.

L'area è individuata catastalmente alla sezione A di Colleferro, foglio n.9 particelle n. 2906, 2968, 3060 e 3069 che è interessata dall'attuale fabbricato comunale.

La superficie fondiaria è la seguente:

Superficie fondiaria: 5.323,00 m²

Particella 2906: superficie 4.960,00 m²

Particella 2968: superficie 297,00 m²

Particella 3060: superficie 26,00 m²

Particella 3069: superficie 40,00 m²

La volumetria esistente da demolire è la seguente:

Cubatura vpp edificio esistente			
Livello	Superficie	Altezza	Volume
Piano Terra	834	4,25	3.544,5
Piano 1°	792	3,05	2.415,6
Piano 2°	764	3,05	2.330,2
Piano 3°	812	2,80	2.273,6
Sommano	3.202 (m²)	13,15 (Hmax)	10.563,9 (m³)

Si riportano alcuni dati generali dell'area d'intervento:

- Posizione geografica: Regione Lazio, Provincia di Roma, Comune di Colleferro, località Colle dell'Elefante, Via del Pantanaccio, s.n.c.;
 - Coordinate Geografiche: Latitudine (Deg): 41°,727645, Longitudine (Deg): 13°,015858
 - Altitudine: 237,41 m. s.l.m.;
 - Indirizzo: Via del Pantanaccio, snc – 00034 Colleferro (Area metropolitana di Rm);
-

- Dati catastali: Comune di Collesferro - Foglio 9, Particella 2906.

Di seguito alcuni grafici esplicative dell'area d'intervento e del fabbricato esistente oggetto di demolizione e ricostruzione.

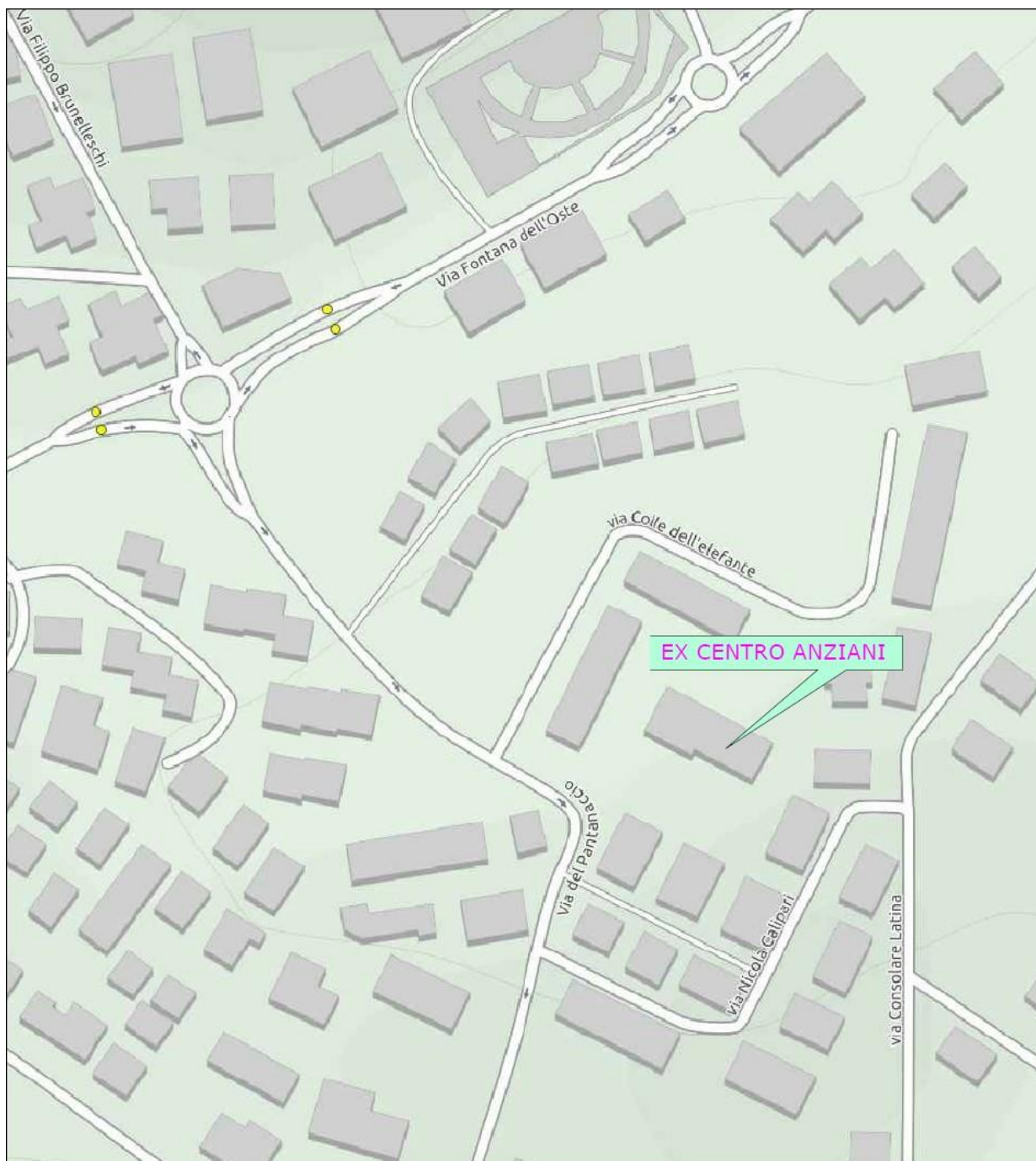


Figura 1 Mappa

**COMUNE DI COLLEFERRO SEZIONE A - FOGLIO CATASTALE N°9 - PARTICELLE 2906, 3060,
3069, 2968**

-  **Ambito d'Intervento**
-  **Edificio comunale**  **ex centro anziani**

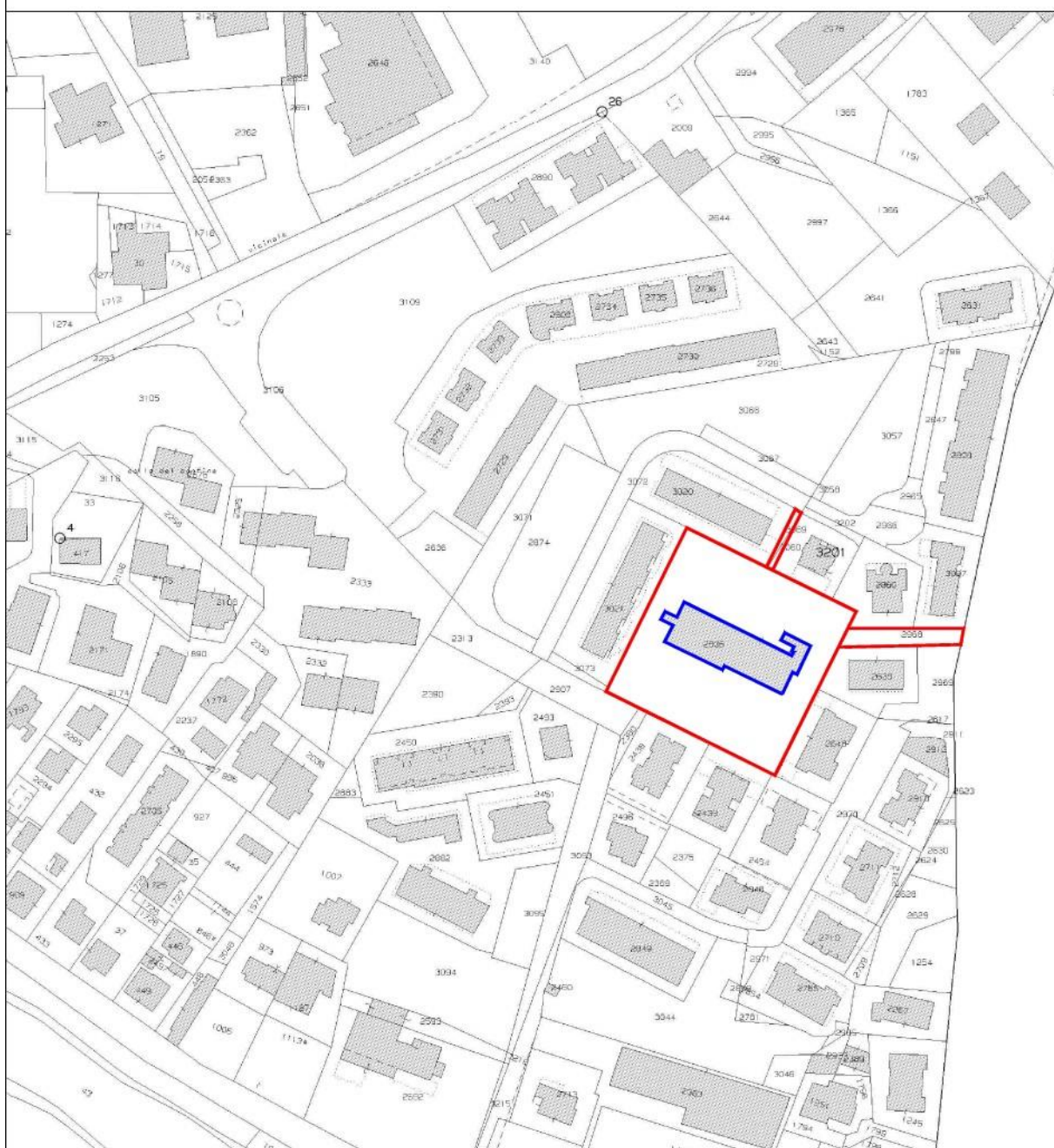


Figura 2 Planimetria catastale

Ambito d'Intervento

☐ Edificio comunale ☐ ex centro anziani



Figura 3 Ortofoto su base catastale



Figura 4 Stato di fatto: fotografie

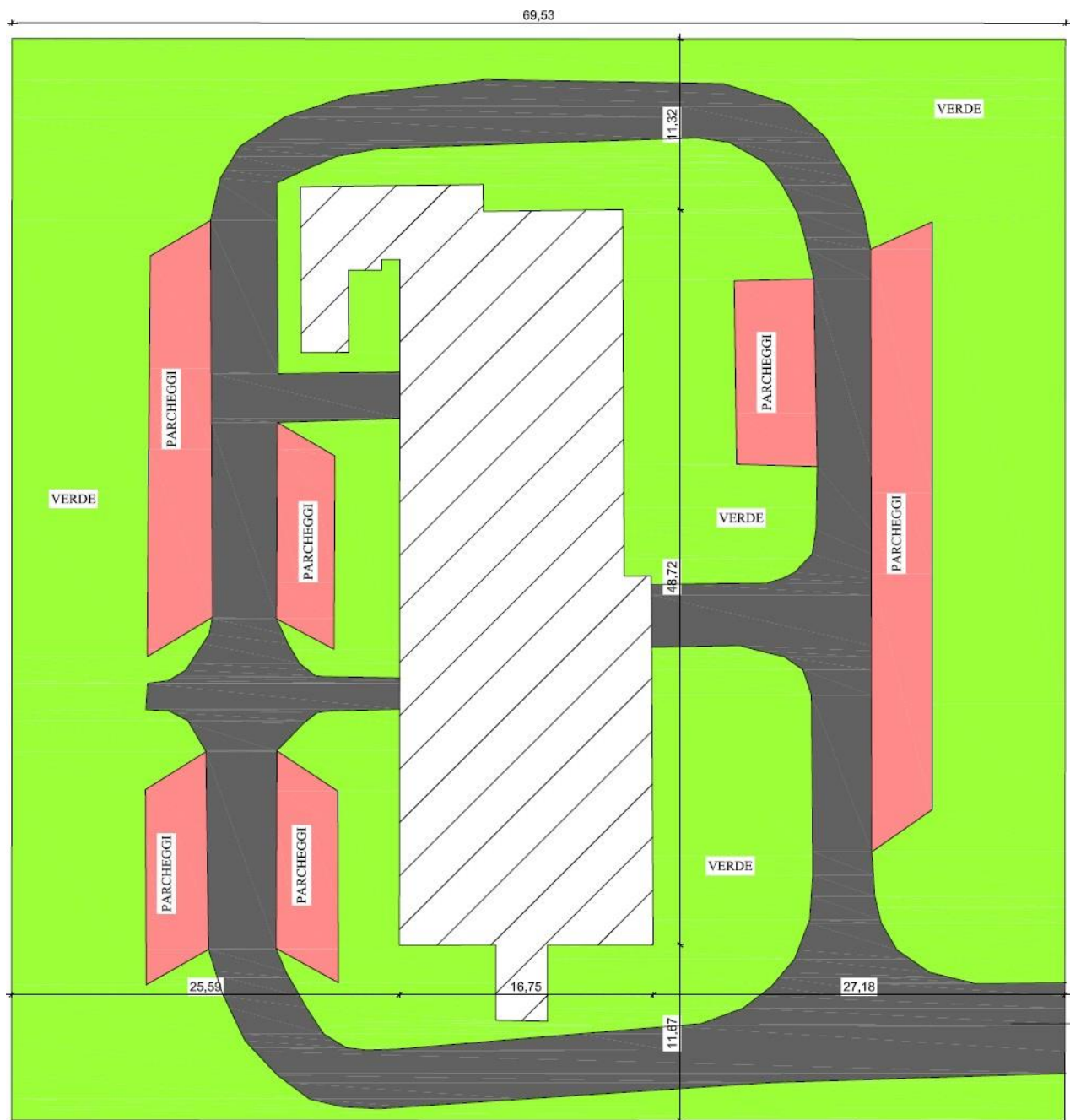


Figura 5 Stato di fatto: planimetria generale

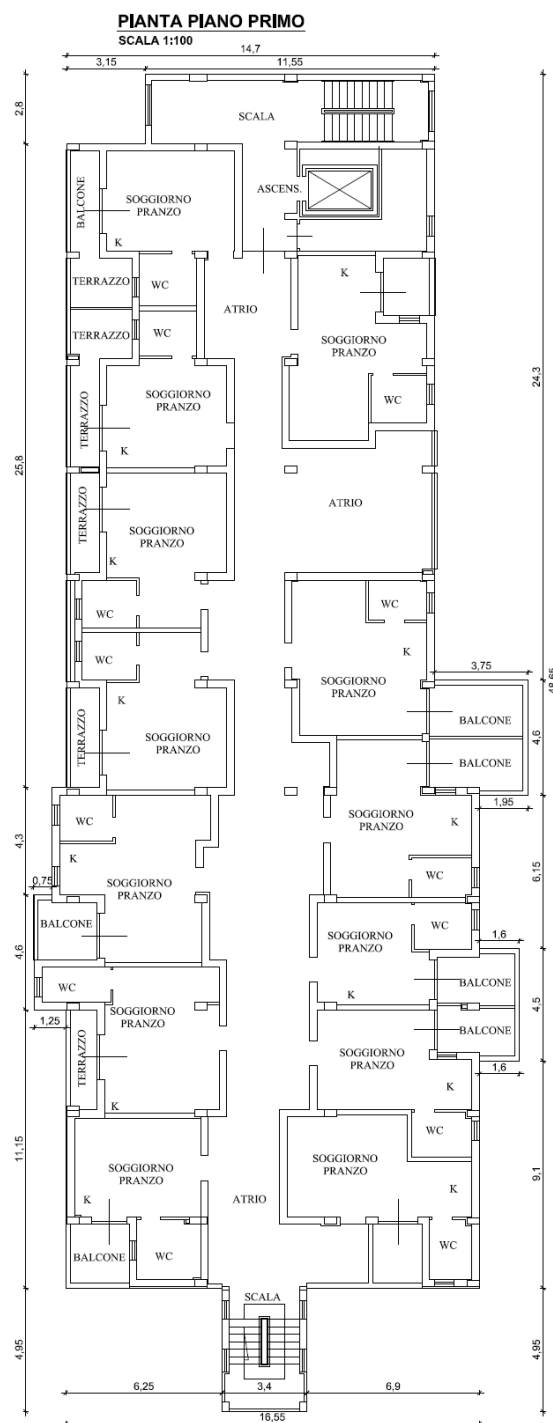
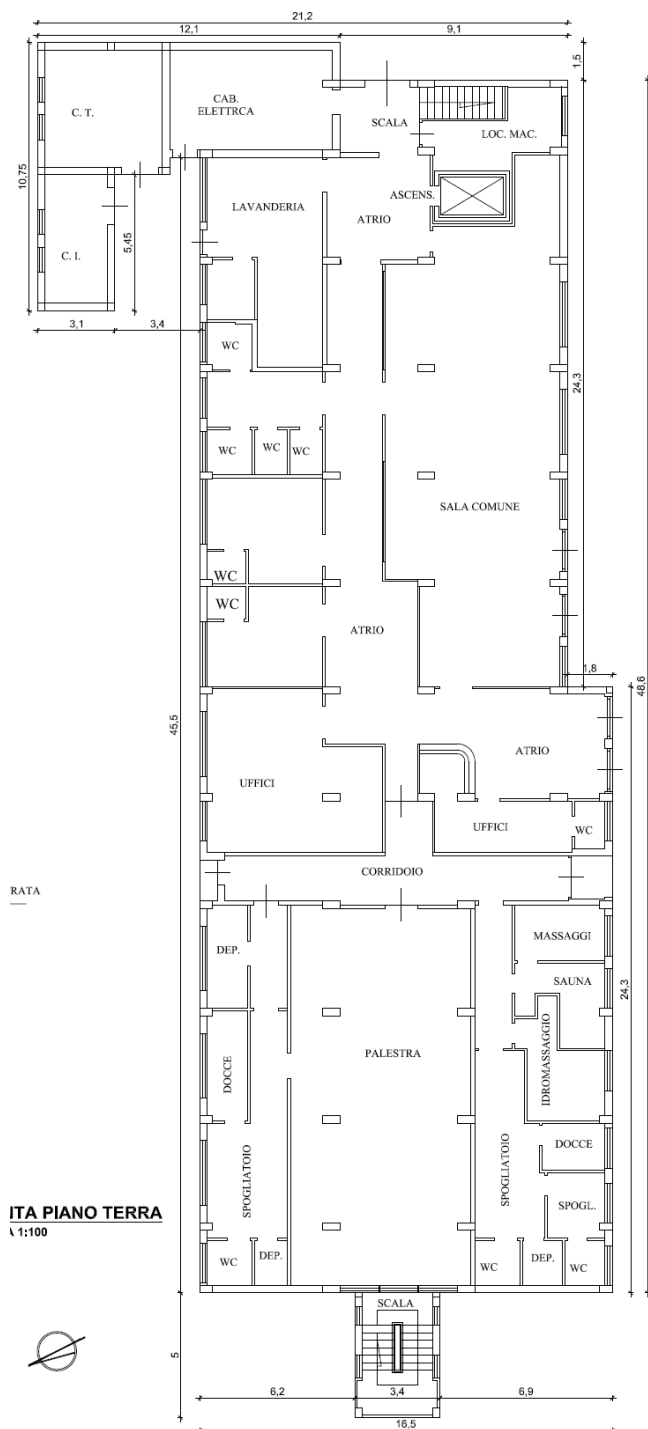


Figura 6 Stato di fatto: pianta piano terra e 1°

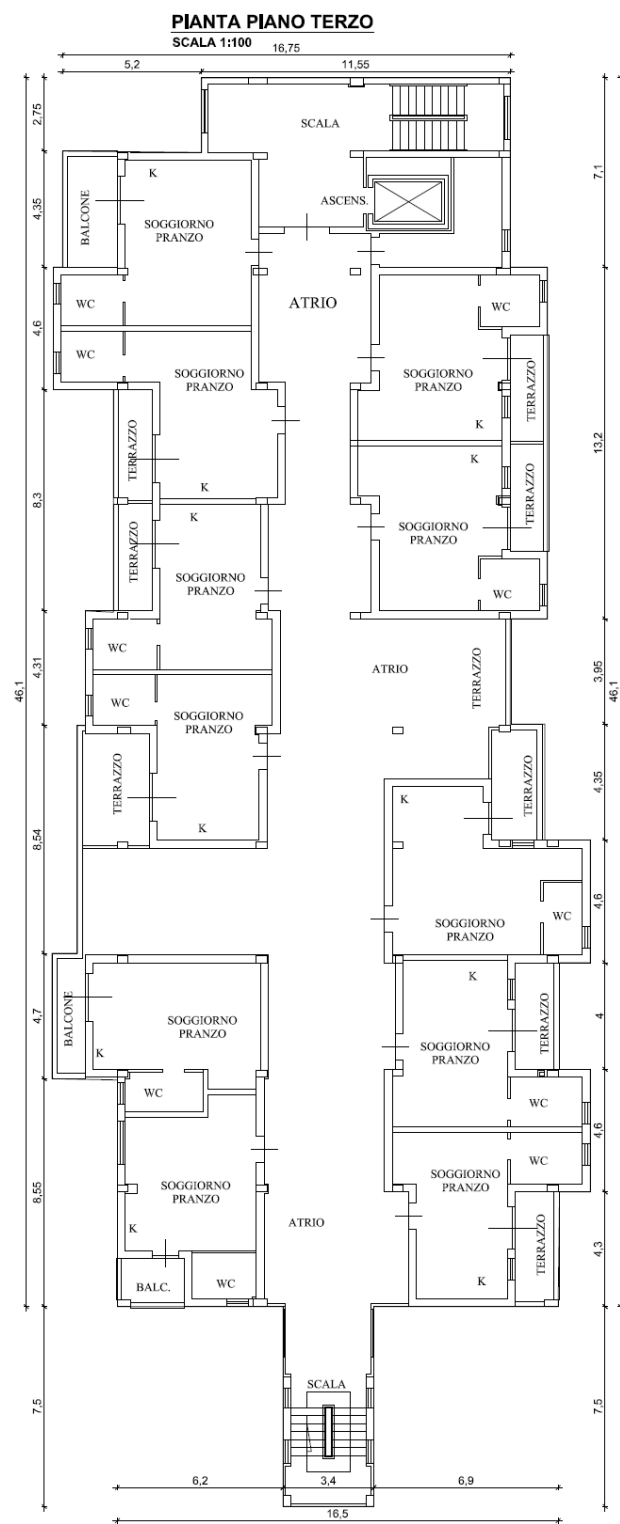
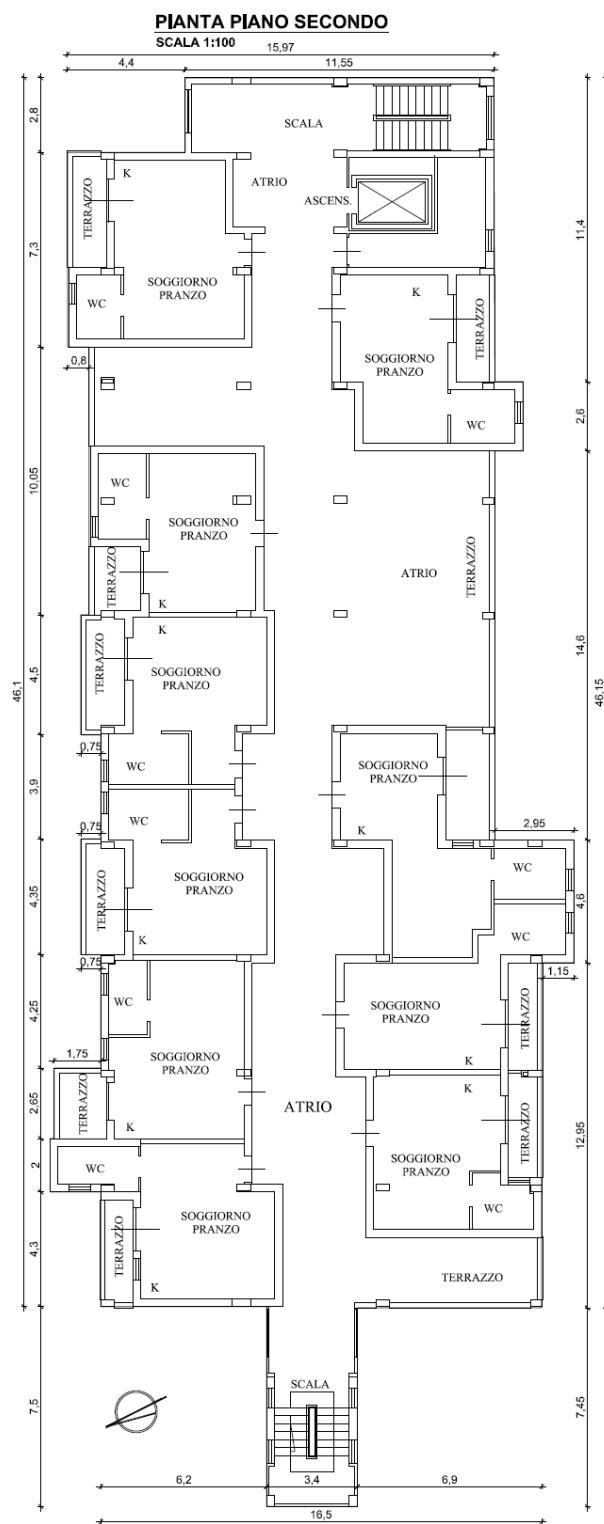


Figura 7 Stato di fatto: pianta piano 2° e 3°

INQUADRAMENTO URBANISTICO E TERRITORIALE

La destinazione urbanistica del lotto, così come quella del fabbricato, è residenziale di completamento “B”.

Il PRG approvato nel 1984 destinava l'area a “Socio Sanitario”, ma con Deliberazione di C.C. 74 del 26.9.2008, ai sensi dell'allora formulazione dell'art. 58 del D.L. 112/2008 convertito con modificazioni con L. 133/2008 è stata modificata la destinazione in zona residenziale di completamento appunto.

Per la realizzazione del progetto è pertanto stato necessario procedere con adozione di una variante, già avviata con la D.C.C. n° 34/2019, e ora riadottata con D.C.C. n° 53/2022 (che attesta anche la conformità dell'intervento a livello edilizio) e autorizzata ex art. 89 T.U.E. dalla Regione Lazio – Servizio Geologico e Sismico Regionale - con Determinazione n° G13102/2022, in aggiornamento da pregresso provvedimento, e quindi da Città metropolitana di Roma Capitale – *Dipartimento IV, Servizio 1° “Urbanistica”* - in conformità dell'art. 50bis della L.R. Lazio n° 38/1999.

Il lotto è di proprietà comunale non è necessario avviare iter espropriativo e si è proceduto al comodato d'uso, fra i Dipartimenti Patrimonio dei due Enti, alle condizioni e con i vincoli ex Legge “Masini” con Città metropolitana di Roma Capitale.

PIANO TERRITORIALE METROPOLITANO GENERALE:

Dall'analisi della tav. TP2 si evince che l'intervento ricade nel “campo preferenziale di organizzazione degli insediamenti” all'interno del “limite di contenimento degli insediamenti.

La realizzazione del progetto è pertanto conforme al disegno programmatico di struttura del P.T.P.G. e coerente con le previsioni di intervento ivi previste.

PIANO TERRITORIALE PAESISTICO REGIONALE APPROVATO:

L'intervento ricade in area non classata di cui alla tav. A del P.T.P.R.

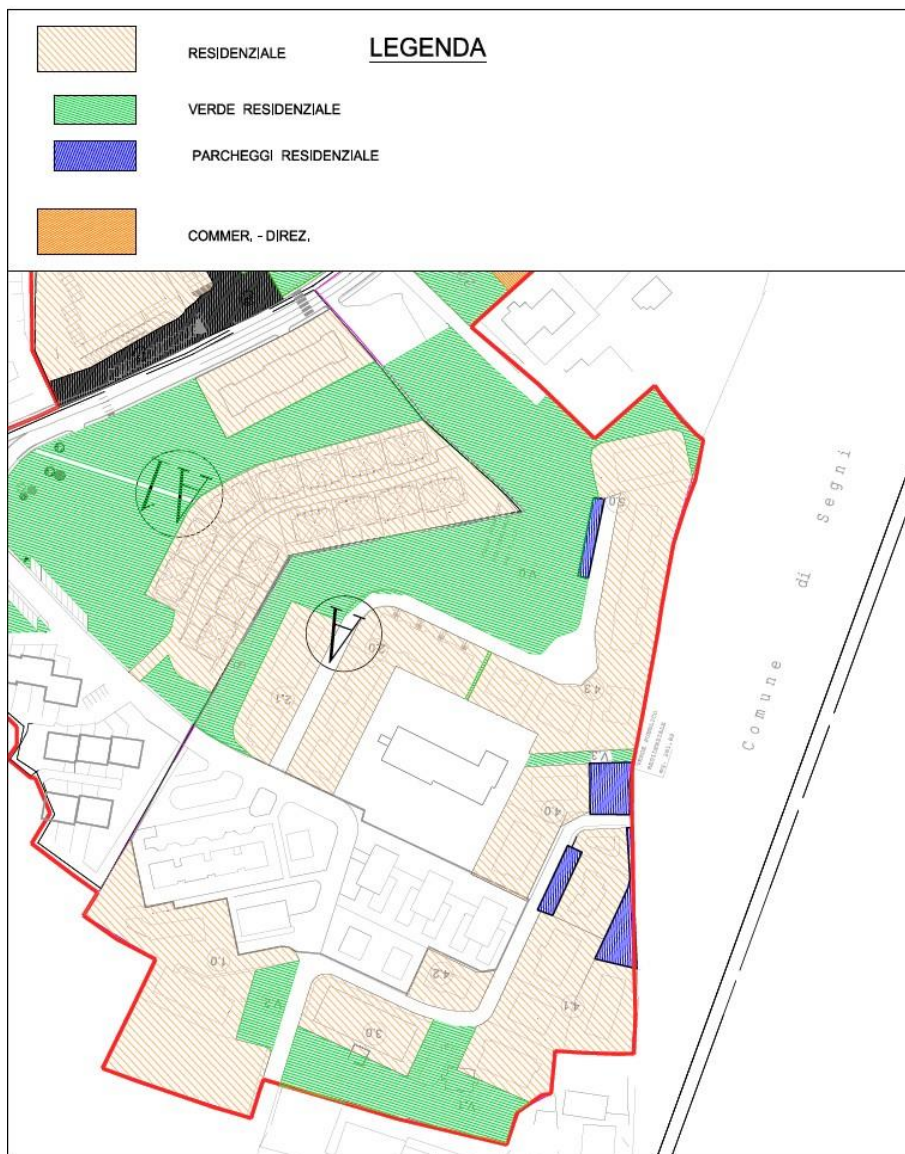
Dall'analisi della tav. B del l'area in oggetto non risulta soggetta a vincoli o restrizioni.

Per la realizzazione del progetto non è pertanto necessario acquisire i pareri di cui al D.Lgs. n.42/2004 per la parte paesaggistica.

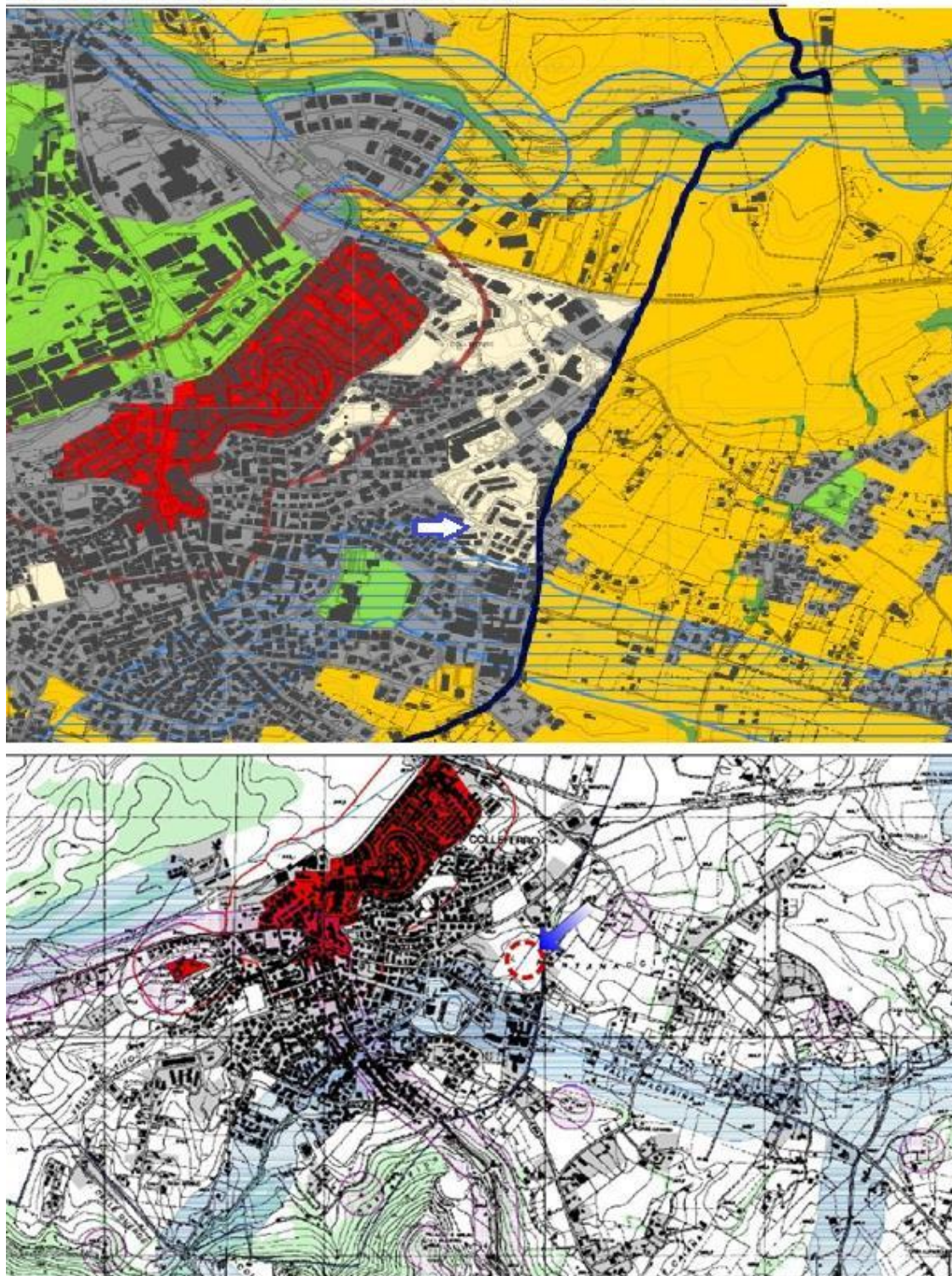
Si riportano di seguito gli stralci degli strumenti urbanistici e di pianificazione.

PIANO INTEGRATO - COLLE DELL'ELEFANTE

SCALA 1:2.000



PIANO TERRITORIALE PAESISTICO REGIONALE

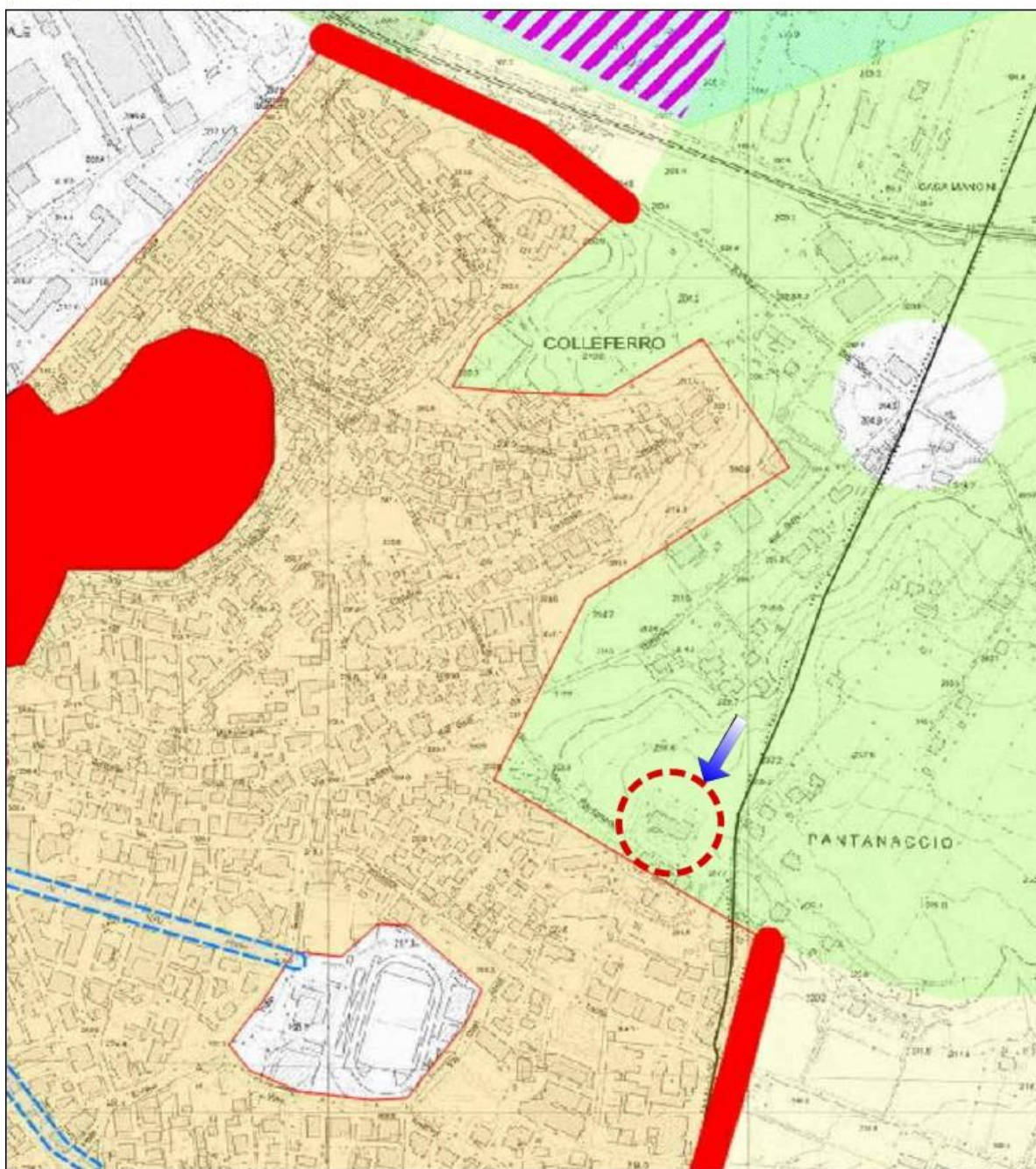


Tavole A e B di PTPR 2021

PIANO TERRITORIALE PROVINCIALE GENERALE

TAVOLA TP2

 Elementi di discontinuità



RIFERIMENTI NORMATIVI PRINCIPALI

L'edificio sarà realizzato nel rispetto delle seguenti normative:

- **Norme tecniche per le costruzioni:** Decreto ministeriale (infrastrutture) 14/01/2008 e Circolare 02/02/2009 n. 617/C.S.LL.PP. per quanto riguarda l'adeguamento sismico del fabbricato esistente;
- **Norme tecniche per le costruzioni:** Decreto ministeriale (infrastrutture) 17/01/2018 e Circolare 21/01/2019 n. 7/C.S.LL.PP. per quanto riguarda i nuovi corpi di fabbrica in ampliamento;
- **Barriere architettoniche:** Legge n°13/89 - D.M. n°236/89 - Legge n°104/92 - D.P.R. n°503/96.
- **Sicurezza Impianti:** D.M. n°37 del 22/01/2008 e ss.mm.ii.
- **Requisiti igienico-sanitari:** D.M. Sanità 05/07/1975 e ss.mm.ii. D.M. LLPP 18/12/1975 e ss.mm.ii.
- **Contenimento consumo energetico:** Legge n° 10/91 e ss.mm.ii. - D.lgs.192/2005 e ss.mm.ii. - Legge 296/2006 e ss.mm.ii. - Legge 244/2007 e ss.mm.ii. - D.P.R. n°59/2009 e ss.mm.ii. - D.M. 26.06.2009 e ss.mm.ii.
- **Riferimento generale:** Dm Ministero Istruzione dicembre 1975.
- **Sicurezza antincendio:** D.M. 26/08/1992 Norme di prevenzione incendi per l'edilizia scolastica e ss.mm.ii.
- **Smaltimento rifiuti:** Decreto Legislativo 152 Norme in materia ambientale (Testo Unico).

Nell'elaborazione del progetto si fa riferimento inoltre alle prescrizioni contenute nelle seguenti norme:

- D. Lgs. 50/2016 e ss.mm.ii. - Codice dei contratti;
 - D.P.R. n°207/2010 - Regolamento di attuazione della legge quadro in materia di lavori pubblici, per le parti ancora in vigore;
 - D.M. 9 aprile 2000 n° 145/2000 - Capitolato generale d'appalto dei lavori pubblici, c.s.:
 - D.P.R. n°380/2001 e ss.mm.ii - Testo unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia edilizia, relativamente ad art. 7
 - D.Lgs. n°81/2008 - Testo unico per la sicurezza sul lavoro
 - Tariffa dei prezzi della Regione Lazio 2022
 - Norme Tecniche di Attuazione del P.R.G. vigente.
-

- Regolamento comunale di edilizia Coordinato con Delibera di C.C. n. 17 del 6 marzo 2009, integrato con le modifiche proposte dalla Provincia Di Roma, Approvato con Delibera di C.C. n. 54 del 22 settembre 2009.

DESCRIZIONE DEL PROGETTO

Nell'aggiornamento del progetto generale ci si attiene agli standard ordinari del Dipartimento Edilizia Scolastica di Città metropolitana.

Generalità

L'area in cui sarà costruito il complesso scolastico ha una superficie fondiaria di m² 5.323,00 con accesso principale, per studenti e docenti, sia pedonale che carrabile, da Via del Pantanaccio.

Il lotto possiede altri due accessi: uno da una strada comunale per permettere l'accesso ai mezzi di emergenza, e una stradina pedonale da Via Colle dell'Elefante.

All'interno del lotto fu rilevato nel 1996 tratto di strada glareata, sito che deve essere preservato e valorizzato; giova anticipare che le verifiche dell'epoca si limitarono a indagare il solo sedime del futuro Centro Anziani.

Prima della predisposizione del presente progetto, lo scrivente Dipartimento di Città metropolitana ha contrattualizzato operatori ed eseguito le seguenti attività:

- *configurazione da parte del Rup del gruppo misto tra tecnici interni, e affidamento al gruppo esterno di co-progettisti, tutti coordinati dal progettista incaricato arch. Gianfilippo Lo Mastro, Dip. I – Direzione- U.O.T. Progetti Complessi;*
- *indagini di valutazione del rischio bellico;*
- *sondaggi geologici e Masw (appalto a cura del Dip. IV – Serv. 2° Geologico);*
- *analisi chimica delle terre di scavo – art. 26 del d.P.R. 207/'10 e D.Lgs. 152/'06;*
- *acquisizione n.o. igienico sanitario da parte della Asl Roma 5 – polo di Guidonia – prot. 30975/2022;*

- *verifica della qualità dei materiali derivati dalla demolizione*
- *verifica archeologica – senza rinvenimento di reperti - tramite scavi a sezione obbligata sulle aree extra sedime attuale sulla base della autorizzazione della Soprintendenza Archeologica per l'Area metropolitana di Roma prot. 8089-A/2022, sotto controllo continuo di ns. Funzionario Archeologo e di Geologo Paleontologo, oltre che delle Funzionarie Archeologhe della Soprintendenza, con Nulla Osta finale prot. 0022427-P del 25 ottobre 2022.*

E' stata elaborata la Relazione tecnica di valutazione del clima acustico ex art. 8, co. 3 della L. 447/1995.

Il concetto che informa il progetto

Il progetto, sulla scorta della esperienza della U.O.T. riguardo la Nuova Edilizia, è stato impostato sul trionomio de:

- flessibilità di uso per i corsi di studio e verso l'utenza esterna;
- minore impatto possibile nei riguardi dei frontisti del lotto intercluso;
- non occlusione dell'area.

Si è così ritenuto di variare la pregressa proposta progettuale, già oggetto di iter urbanistico.

I due elementi strutturalmente significativi sono pertanto la morfologia a "L" del corpo edificio, atto a creare uno spazio aperto dall'ingresso, e l'impostazione della palestra a livello – 3,10 metri, con l'obiettivo di non avere, considerata la morfologia obbligata degli impianti sportivi, un grosso volume fuori terra che

impatti visivamente, soprattutto per gli affacci sudovest e sudest.

Pertanto, procedendo dall'ingresso obbligato dalla via del Pantanaccio, studenti e utenza esterna possono immediatamente impegnare la rampa carrabile (o la scalinata) che trovano di fronte per accedere alla palestra e agli spogliatoi - configurati secondo la normativa di omologazione del Coni - ovvero, per accedere alla scuola, utilizzare il percorso che porta allo spazio di piazzetta centrale e, quindi, agli ingressi.

Peraltro, lo spazio fronteggiante l'ingresso permette l'arrivo e l'operatività dei mezzi per i Vigili del Fuoco che prescrivono, nella edilizia scolastica, almeno la disponibilità di un fronte libero per l'accostamento.

L'impronta dell'edificio è inferiore a 1/3 del lotto, le aree scoperte piantumate e trattate con superfici naturali o manti drenanti, in quantità superiore al 50% della metratura.

Vi è ampia disponibilità di parcheggio sia nel livello s1 che ingresso, comunque superiore ai m² 1.239,00 regolamentari ex DM 18.12.1975, *lex specialis*; in ogni caso il Comune rende pertinenti gli spazi suppletivi a parcheggio in area di proprietà posti lungo la via del Pantanaccio, a valle del civico 8, a circa m. 70 dall'ingresso del plesso.

Le piantumazioni verranno configurate in quantità superiore alle prescrizioni di Piano e organizzate, a livello di essenze e posizionamenti, sia per creare percorsi in ombra per la stagione calda, sia barriere vegetali per l'inverno.

Le strutture sono previste in calcestruzzo, con solai a predalles.

Le strutture di sostegno per il lastrico solare saranno realizzate in acciaio S 275.

La copertura della palestra in lavoro analogo è realizzata in legno lamellare GL 28h.

Il piano seminterrato sarà sostenuto da un muro di sostegno in c.a. sul perimetro esterno su una paratia di pali con diametro pari a 600 mm, interasse pari a 2,40 m e profondità pari a 8 m.

I livelli

S.1: come sopra sintetizzato, a quota – 3,10 (- 3,00 di calpestio interno – n.° 3.0.6 DM 1975) viene collocata la palestra di tipo A.2 (scuole secondarie superiori con meno di 23 aule didattiche), divisibile in 2 ambienti e a norma per la pallavolo, ginnastica, fitness e altre discipline federali.

Con accesso autonomo dall'esterno (e ovviamente, quando a servizio degli studenti dalla scala interna)

Gli atleti possono accedere ai 2 spogliatoi regolamentari, mentre, a servizio della sala, vi è il magazzino attrezzature e un vano infermeria.

Nel livello, che ribatte solo lungo il fronte longitudinale nordest il sedime superiore, opportunamente giuntato strutturalmente, oltre a spazi per deposito e servizi igienici supplementari, anche per motulesi, è posizionato un laboratorio.

Il fronte contro terra del piano gode di intercapedine areata e pedonabile per le manutenzioni.

I distacchi dal confine si attestano a m. 9,00/10,00.

Terra (+1,10 m.): Il livello ingresso principale è organizzato e polarizzato sull'atrio porticato e vetrato che distribuisce al corpo scala e ascensore e ai corridoi (nei piani superiori) nonché agli spazi multifunzione al livello T.

Come indicato sopra, a questo livello, come per l'S.1, sono collocate funzioni che possono essere fruiti anche fuori dell'orario scolastico e a scuola chiusa.

Oltre ai grandi spazi per i laboratori con i macchinari, a questo livello sono previsti la biblioteca e la sala riunioni vetrata,

tutti con accessi diretti dall'esterno, così da non impegnare necessariamente l'atrio.

Qui anche la sala professori e colloqui.

Completano il livello, oltre ai servizi igienici, il vano per il personale ATA, in adiacenza all'ingresso per il check control e gli spogliatoi e servizi per lo stesso personale non docente.

Nell'area libero di distacco del fronte sudest, è utilmente collocabile "pistino" di atletica a norma Fidal, pedane lanci e salto.

Piano 1° (+5,20 m.): In questo piano sono collocate n.° 5 aule didattiche da 50 m² e una più ampia da 70 m² oltre a un'aula speciale (braccio nordest-sudovest), mentre le segreterie doppie/DSGA e il vicepresidente sono allocati nel braccio ortogonale.

Il Dirigente scolastico ha un proprio spazio distribuito dallo spazio di libero centrale, dotato di proprio spogliatoio, servizio igienico e loggia esclusiva.

Completano gli spazi di piano i servizi igienici regolamentari, altro servizio per il personale amministrativo, ripostiglio e loggia di affaccio sull'ingresso scuola.

Piano 2° (+9,30 m.): In similitudine con il primo piano, i servizi e il braccio maggiore aule sono identici, mentre il vano in proiezione superiore a quello del DS, senza servizio igienico e loggia, è destinato a laboratorio.

Nel braccio più piccolo vi sono tre altre aule didattiche e, al posto del bagno del personale, un piccolo deposito.

In testata dei corridoi dei piani 1° e 2°, lungo il braccio con testata a sudovest, è collocata seconda scala, di emergenza, in acciaio.

Riepilogando abbiamo: N.° 15 aule didattiche, di cui 2 più ampie, n.° 2 aule speciali, n.° 1 laboratorio macchinari e n.° 3 laboratori ordinari.

Piano lastrico solare (+13,50 m.): Oltre a essere utilizzato per il posizionamento delle U.T.A., il piano, che gode di struttura a tettoia, è anche utilizzabile per lezioni all'aperto, mentre sopra il predetto elemento vengono collocati i pannelli fotovoltaici.

Per quel che attiene alle finiture dei prospetti, impostato il piano terra il più possibile con vetrate termoisolanti, per la massima trasparenza di atrio, laboratori e riunioni, i tamponamenti principali superiori e d'angolo sono previsti in termo-blocco laterizio con cappotto termico, a finitura tinteggiata.

Nel corpo d'angolo esterno, individuato dalle rientranze del corpo scala e del vano dorsali, considerata anche le funzioni di servizio che contiene, vi è un cambio di rivestimento, con parete ventilata e pannelli laterizi con filatura orizzontale a correre.

Quanto sopra per abbattere la massività dei volumi, anche con il vetro per gli attacchi a terra, e connotare le funzioni interne.

Sono previsti sui fronti aule con prevalenza ovest ed est i brise soleil verticali, su quelli più verso sud anche carabottini frangisole orizzontali.

La definizione finale dei dettagli, dei materiali, sempre sulla falsariga di quanto sopra indicato, sono quindi definiti nel progetto esecutivo che verrà elaborato, in miglioria sul progetto definitivo posto a base di gara, dall'affidatario, atteso

che per la realizzazione dell'opera è prevista una procedura di "appalto integrato", ex art. 59, co. 1 *bis* del Codice dei contratti.

STRUTTURE

1. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Si riportano di seguito le caratteristiche dei materiali che verranno impiegati per realizzare le strutture portanti.

1.1. CALCESTRUZZO

Resistenze di calcolo:

Classe di resistenza: C28/35 (tabella 4.1.I)

Classe di esposizione: variabile a seconda degli elementi considerati

Rapporto acqua/cemento max: 0,55

Classe di consistenza: S4

Descrizione dettagliata delle cautele da adottare per gli impasti, per la manutenzione dei getti, per il disarmo e per la messa in opera degli elementi strutturali. (UNI EN 13670-1: 2001 “Esecuzione di strutture in calcestruzzo – requisiti comuni”).

LEGANTI (par. 11.2.9.1)

Nelle opere in oggetto devono impiegarsi esclusivamente i leganti idraulici previsti dalle disposizioni vigenti in materia, dotati di marcatura CE in conformità alla norma europea armonizzata UNI EN 197-1 oppure ad uno specifico ETA, purché idonei all'impiego previsto nonché, per quanto non in contrasto, conformi alle prescrizioni di cui alla Legge 26 maggio 1965 n. 595. È escluso l'impiego di cementi alluminosi.

AGGREGATI

Aggregati ottenuti dalla lavorazione di materiali naturali, artificiali, ovvero provenienti da processi di riciclo conformi alla UNI EN 12620 e, per gli aggregati leggeri, alla UNI EN 13055. È consentito l'uso di aggregati grossi provenienti da riciclo (es. demolizioni) nei limiti della tab. 11.2.III, a condizione che la miscela di calcestruzzo confezionata con aggregati riciclati, venga preliminarmente qualificata e documentata attraverso prove di laboratorio.

Sabbia lavata e ben granata	Gran.	fino a	mm 7
-----------------------------	-------	--------	------

Ghiaietto vagliato			mm 7 : 15
--------------------	--	--	-----------

Ghiaia vagliata

mm 15 : 30

AGGIUNTE

È ammesso l'impiego di aggiunte come ceneri volanti, loppe granulate d'altoforno e fumi di silice, purché non ne vengano modificate negativamente le caratteristiche prestazionali. Le ceneri volanti devono soddisfare i requisiti della norma europea armonizzata UNI EN 450-1. Per quanto riguarda l'impiego si potrà fare utile riferimento ai criteri stabiliti dalle norme UNI EN 206 ed UNI 11104. I fumi di silice devono soddisfare i requisiti della norma europea armonizzata UNI EN 13263-1.

ADDITIVI

Gli additivi devono essere conformi alla norma europea armonizzata UNI EN 934-2.

ACQUA DI IMPASTO

L'acqua di impasto, ivi compresa l'acqua di riciclo, deve essere conforme alla UNI EN 1008:2003.

CALCESTRUZZO C28/35		
Peso specifico del calcestruzzo	2500	kg/m ³
Resistenza caratteristica cubica a compressione R_{ck}	35	N/mm ²
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione f_{ck}	28	N/mm ²
Resistenza caratteristica a trazione cilindrica f_{ctk}	2.770	N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione f_{cd}	18.67	N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione f_{ctd}	1.844	N/mm ²
Modulo elastico E	32.59	GPa

Tabella 1 - Caratteristiche meccaniche del calcestruzzo

1.2. ACCIAIO PER C.A.

ACCIAIO B450C		
Tensione caratteristica di snervamento f_{yk}	450	N/mm ²
Tensione caratteristica a carico massimo f_{tk}	540	N/mm ²
Allungamento totale al carico massimo $(A_{gt})_k$	>7.5	%
Resistenza di calcolo f_{yd}	391.3	N/mm ²
Deformabilità ultima ε_{su}	67.5	‰
Deformabilità al limite elastico ε_{syd}	1.957	‰
Modulo elastico E	200000	N/mm ²

Tabella 2 - Caratteristiche meccaniche dell'acciaio per c.a.

1.3. ACCIAIO PER CARPENTERIA METALLICA

Per la realizzazione delle strutture metalliche si dovranno utilizzare acciai conformi alle norme armonizzate della serie UNI EN 10025, UNI 5397: 1978 e UNI 5398: 1978, recanti la marcatura CE, cui si applica il sistema di attestazione della conformità 2+, e per i quali si rimanda a quanto specificato al punto A del paragrafo 11.1 del D.M. 17.01.2018.

Per gli acciai previsti, in assenza di specifici studi statistici di documentata affidabilità, ed in favore di sicurezza, per i valori delle tensioni caratteristiche di snervamento f_{yk} e di rottura f_{tk} da utilizzare nei calcoli si assumono i valori nominali $f_y = R_eH$ e $f_t = R_m$ riportati nelle relative norme di prodotto.

Per i prodotti per cui non sia applicabile la marcatura CE, si rimanda a quanto specificato al punto B del paragrafo 11.1 e si applica la procedura di cui al paragrafo 11.3.4.11 del citato Decreto Ministeriale.

I profili in acciaio saranno del tipo S275 per cui, in sede di progettazione sono stati assunti i seguenti valori nominali delle proprietà del materiale:

Acciaio per carpenteria metallica	S275
Peso specifico γ	7850 kg/m ³
Tensione caratteristica di snervamento f_{tk}	430 N/mm ²
Tensione caratteristica di rottura f_{yk}	275 N/mm ²
Modulo elastico normale E	210 000 N/mm ²
Modulo elastico tangenziale $G = E / [2(1+\nu)]$	80 769 N/mm ²

CONTROLLI SUI LAMINATI

I controlli sui laminati verranno eseguiti secondo le prescrizioni di cui al paragrafo 11.3.4.10 del D.M. 17.01.2018

FORNITURA DEI PRODOTTI LAMINATI

Tutte le forniture di acciaio, per le quali non sussista l'obbligo della marcatura CE, devono essere accompagnate da copia dell'attestato di qualificazione del Servizio Tecnico Centrale.

L'attestato può essere utilizzato senza limitazione di tempo.

Il riferimento a tale attestato deve essere riportato sul documento di trasporto, le forniture effettuate da un commerciante intermedio devono essere accompagnate da copia dei documenti rilasciati del Produttore e completati con il riferimento al documento di trasporto del commerciante stesso.

Il Direttore dei Lavori prima della messa in opera, è tenuto a verificare quanto sopra indicato

ed a rifiutare le eventuali forniture non conformi, ferme restando le responsabilità del produttore.

PROCESSO DI SALDATURA

La saldatura degli acciai dovrà avvenire con uno dei procedimenti all'arco elettrico codificati secondo la norma UNI EN ISO 4063:2001. È ammesso l'uso di procedimenti diversi purché sostenuti da adeguata documentazione teorica e sperimentale.

BULLONI

I bulloni, conformi per le caratteristiche dimensionali alle norme UNI EN ISO 4016:2002 e UNI 5592:1968 devono appartenere alle sottoindicate classi della norma UNI EN ISO 898-1:2001.

	Normali			Ad alta resistenza	
Vite	4.6	5.6	6.8	8.8	10.9
Dado	4	5	6	8	10

Le tensioni di snervamento f_{yk} e di rottura f_{tk} delle viti appartenenti alle classi indicate nella tabella precedente sono le seguenti:

Classe	4.6	5.6	6.8	8.8	10.9
f_{yk}	240	300	480	649	900
f_{tk}	400	500	600	800	1000

Per la realizzazione delle opere in oggetto, dovranno essere utilizzati bulloni di classe 8.8.

1.4. LEGNO

Utilizzato per realizzazione solaio di copertura **GL28H**

EN 14080: 2013 "strutture di legno - legno lamellare incollato"

Elementi in legno lamellare (§3.17): elementi strutturali composti da almeno due lamelle aventi fibratura indicativamente parallela con spessore delle stesse compreso tra i 6mm e i 45 mm (incluso)

Proprietà		GL20h	GL22h	GL24h	GL26h	GL28h	GL30h	GL32h
Resistenze (MPa)		N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²
Flessione	f _{m,g,k}	20.00	22.00	24.00	26.00	28.00	30.00	32.00
trazione parallela alla fibratura	f _{t,0,g,k}	16.00	17.60	19.20	20.80	22.30	24.00	25.60
trazione perpendicolare alla fibratura	f _{t,90,g,k}	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
compressione parallela alla fibratura	f _{c,0,g,k}	20.00	22.00	24.00	26.00	28.00	30.00	32.00
compressione perpendicolare alla fibratura	f _{c,90,g,k}	2.50	2.50	2.50	2.50	2.50	2.50	2.50
Taglio	f _{v,g,k}	3.50	3.50	3.50	3.50	3.50	3.50	3.50
Rototaglio	f _{r,g,k}	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20
Modulo elastico [GPa]		N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²
modulo elastico medio parallelo alle fibre	E _{0,g,mean}	8,400.00	10,500.00	11,500.00	12,100.00	12,600.00	13,600.00	14,200.00
modulo elastico caratteristico parallelo alle fibre	E _{0,g,05}	7,000.00	8,800.00	9,600.00	10,100.00	10,500.00	11,300.00	11,800.00
modulo elastico medio perpendicolare alle fibre	E _{90,g,mean}	300.00	300.00	300.00	300.00	300.00	300.00	300.00
modulo elastico caratteristico perpendicolare alle fibre	E _{90,g,05}	250.00	250.00	250.00	250.00	250.00	250.00	250.00
modulo di taglio medio	G _{g,mean}	650.00	650.00	650.00	650.00	650.00	650.00	650.00
modulo di taglio caratteristico	G _{g,05}	540.00	540.00	540.00	540.00	540.00	540.00	540.00
Modulo a rototaglio medio	G _{r,g,mean}	65.00	65.00	65.00	65.00	65.00	65.00	65.00
Modulo a rototaglio caratteristico	G _{r,g,05}	54.00	54.00	54.00	54.00	54.00	54.00	54.00
Massa volumica [kg/m ³]		kg/m ³	kg/m ³	kg/m ³	kg/m ³	kg/m ³	kg/m ³	kg/m ³
massa volumica caratteristica	ρ _{g,k}	340.00	370.00	385.00	405.00	425.00	430.00	440.00
massa volumica media	ρ _{g,mean}	370.00	410.00	420.00	445.00	460.00	480.00	490.00

Tab. 4.4.II - Classi di servizio

Classe di servizio 1	È caratterizzata da un'umidità del materiale in equilibrio con l'ambiente a una temperatura di 20 °C e un'umidità relativa dell'aria circostante che non superi il 65%, se non per poche settimane all'anno.
Classe di servizio 2	È caratterizzata da un'umidità del materiale in equilibrio con l'ambiente a una temperatura di 20 °C e un'umidità relativa dell'aria circostante che superi l'85% solo per poche settimane all'anno.
Classe di servizio 3	È caratterizzata da umidità più elevata di quella della classe di servizio 2.

Tab. 4.4.III - Coefficienti parziali γ_M per le proprietà dei materiali

Stati limite ultimi		Colonna A γ_M	Colonna B γ_M
combinazioni fondamentali			
legno massiccio		1,50	1,45
legno lamellare incollato		1,45	1,35
pannelli di tavole incollate a strati incrociati		1,45	1,35
pannelli di particelle o di fibre		1,50	1,40
LVL, compensato, pannelli di scaglie orientate		1,40	1,30
unioni		1,50	1,40
combinazioni eccezionali		1,00	1,00
	Per i materiali non compresi nella Tabella si potrà fare riferimento ai pertinenti valori riportati nei riferimenti tecnici di comprovata validità indicati nel Capitolo 12, nel rispetto dei livelli di sicurezza delle presenti norme.		

2. CONCEZIONE E MODELLAZIONE STRUTTURALE

Le verifiche strutturali sono state realizzate con l'ausilio del programma agli elementi finiti SISMICAD della casa Concrete, studiato appositamente per l'analisi sismica delle strutture in c.a. secondo le prescrizioni della nuova normativa NTC18.

La struttura, interpretata e trasferita nel modello che si caratterizza per la sua impostazione completamente tridimensionale, è stata adeguatamente valutata sotto le azioni statiche e dinamiche. Ai nodi strutturali possono convergere diverse tipologie di elementi, che corrispondono nel codice numerico di calcolo in altrettante tipologie di elementi finiti. Le travi, in cui una dimensione prevale sulle altre due, vengono modellati con elementi "beam", il cui comportamento può essere opportunamente perfezionato attraverso alcune opzioni quali quelle in grado di definire le modalità di connessione all'estremità. Le pareti ovvero in generale i componenti strutturali bidimensionali, con due dimensioni prevalenti sulla terza (lo spessore), sono stati modellati con elementi "shell" a comportamento flessionale e membranale. I vincoli vengono rappresentati, nei casi più semplici (incastri, apparecchi d'appoggio, cerniere, carrelli ecc.), con elementi in grado di definire le modalità di vincolo e le rigidezze nello spazio. La modellazione è stata effettuata seguendo la procedura di modellazione tipica del software sono state importate le piante del corpo ascensore, in questo modo la struttura è stata schematizzata essenzialmente con tre tipi di macroelementi pareti, travi e membrane (solai).

Il calcolo viene condotto mediante analisi lineare, ma vengono considerati gli effetti del secondo ordine.. E' stata impiegata un'analisi statica e dinamica modale in campo lineare con adozione di spettro di risposta conforme al D.M. 17.01.2018.

Nello specifico, essa 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;

- nella combinazione di questi effetti.

Come prescritto nel §7.3.3 delle NTC 2018, si tiene conto dell'eccentricità accidentale del centro di massa mediante l'applicazione di momenti torcenti di valore pari alla risultante orizzontale della forza agente al piano, determinata come indicato nel §7.3.3.2, moltiplicata per l'eccentricità accidentale del baricentro delle masse rispetto alla sua posizione di calcolo, determinata come al §7.2.6 delle NTC 2018.

Ai fini della determinazione della domanda sismica, sono considerati tutti i modi con massa partecipante significativa, ovvero superiore al 5%. Il numero di modi considerati per ogni unità strutturale, inoltre, è tale che la somma delle loro masse partecipanti sia superiore all'85%, come prescritto nel §7.3.3.1 delle NTC 2018.

3. AZIONI SULLE STRUTTURE

- Le azioni sono state schematizzate applicando i carichi previsti dalla norma. In particolare, i carichi gravitazionali, derivanti dalle azioni permanenti o variabili, sono applicati in direzione verticale (ovvero – Z nel sistema globale di riferimento del modello). Le azioni del vento sono applicate prevalentemente nelle due direzioni orizzontali o ortogonalmente alla falda in copertura. Le azioni sismiche, statiche o dinamiche, derivano dall'eccitazione delle masse assegnate alla struttura in proporzione ai carichi a cui sono associate per norma.

- I carichi sono suddivisi in più condizioni elementari di carico in modo da poter generare le combinazioni necessarie.

3.1. Carichi da neve

Normativa : D.M. 17/01/2018 (Norme tecniche per le costruzioni)

Il carico provocato dalla presenza della neve agisce in direzione verticale ed è riferito alla proiezione orizzontale della superficie della copertura. Esso è valutato con la seguente espressione:

$$q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t$$

Provincia : Roma

Zona : III

Altitudine : 237 m s.l.m.

Valore caratteristico neve al suolo : $q_{sk} = 0.63 \text{ kN/m}^2$

Coefficiente di esposizione C_E : 1 (Normale)

Coefficiente termico C_t : 1

Tipo di copertura: piana

Si assume che la neve sia impedita di scivolare.

Se l'estremità più bassa della falda termina con un parapetto, una barriera od altre ostruzioni, allora il coefficiente di forma non potrà essere assunto inferiore a 0,8 indipendentemente dall'angolo α .

Carico da neve :

$$q_s(\mu_1(\alpha)) = 1.27 \text{ kN/m}^2 \quad [\mu_1(\alpha) = 2,0]$$

3.2. Carichi vento

Nel campo dell'edilizia civile, essendo i carichi dati dall'azione del vento inferiori alle aliquote di forze sismiche agenti sugli impalcati, soprattutto agli ultimi livelli, vengono trascurati.

3.3. Carichi superficiali di piano – Analisi dei carichi

- Nel presente paragrafo vengono riportate le analisi dei carichi relative ai solai di interpiano che fungeranno da sbarco per gli ascensori

S1 - Solaio tipo- Solaio predalles H=30 cm					
Elemento Costruttivo	Peso Unitario		Interasse (m)	Spessore (m)	Carico a metro quadrato (kN/mq)
	peso	U.M.			
Carichi permanenti strutturali (G1)					
Predalles	3.75	kN/mq			3.75
SOMMANO (G1)					3.75
Carichi permanenti non strutturali (G2)					
Pavimentazione	0.4	kN/mq			0.4
Massetto alleggerito	10	kN/mc		0.1	1
Isolante a pavimento	0.05	kN/mq			0.05
Tramezzi	1.2	kN/mq			1.2
SOMMANO (G2)					2.65
TOTALE (G)					6.40
Carichi accidentali (Q)					
Cat. A2	3	kN/mq			3
SOMMANO (Q)					3
				TOTALE	9.40

C1 - Solaio COPERTURA - Solaio predalles. H=30 cm					
Elemento Costruttivo	Peso Unitario		Interasse (m)	Spessore (m)	Carico a metro quadrato (kN/mq)
	peso	U.M.			
Carichi permanenti strutturali (G1)					
Predalles	5.1	kN/mq			3.75
SOMMANO (G1)					3.75
Carichi permanenti non strutturali (G2)					
Membrana impermeabilizzante	0.1	kN/mq			0.1
Massetto alleggerito	10	kN/mc		0.1	1
Intonaco	20	kN/mc		0.02	0.4
SOMMANO (G2)					1.5
TOTALE (G)					5.25
Carichi accidentali (Q)					
Neve	1.27	kN/mq			1.27
Cat. A2	4.00	kN/mq			4.00
SOMMANO (Q)					5.27
				TOTALE	10.52

C2 - COPERTURA IN LEGNO					
Elemento Costruttivo	Peso Unitario		Interasse (m)	Spessore (m)	Carico a metro quadrato (kN/mq)
	peso	U.M.			
Carichi permanenti strutturali (G1)					
Orditura principale	5.0	kN/mc			0.15
Orditura secondaria	5.0	kN/mc			0.15
Tavolato	5.0	kN/mc		0.05	0.25
SOMMANO (G1)					0.55
Carichi permanenti non strutturali (G2)					
Pannelli ISOPAN	0.15	kN/mq			0.15
Finitura	0.10	kN/mq			0.10
Manto di copertura	0.60	kN/mq			0.60
SOMMANO (G2)					0.85
TOTALE (G)					1.40
Carichi accidentali (Q)					
Neve	1.27	kN/mq			1.27
Cat H - Copertura non praticabile	0.50	kN/mq			0.50
SOMMANO (Q)					1.27
				TOTALE	2.37

Solaio copertura acciaio					
Elemento Costruttivo	Peso Unitario		Interasse (m)	Spessore (m)	Carico a metro quadrato (kN/mq)
	peso	U.M.			
Carichi permanenti strutturali (G1)					
Putrelle	0.15	kN/mc			0.15
SOMMANO (G1)					0.15
Carichi permanenti non strutturali (G2)					
Pannelli ISOPAN	0.15	kN/mq			0.15
Impinati	0.3	kN/mc			0.3
SOMMANO (G2)					0.45
TOTALE (G)					0.60
Carichi accidentali (Q)					
Neve	1.27	kN/mq			1.27
Cat H - Copertura non praticabile	0.50	kN/mq			0.50
SOMMANO (Q)					1.27
				TOTALE	1.87

3.4. Azione sismica

Le azioni sismiche di progetto sono state valutate in base a quanto riportato nelle Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC 2018) al § 3.2.

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi Stati Limite considerati, si definiscono a partire dalla “pericolosità sismica di base” del sito di costruzione.

In allegato alle NTC 2018, il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici fornisce, in forma tabellare i parametri che definiscono l'azione sismica per ogni punto di un reticolo di riferimento costituito da 10751 punti. In particolare, per ogni punto del reticolo e per 9 valori del periodo di ritorno T_R (30 anni, 50 anni, 72 anni, 101 anni, 140 anni, 201 anni, 475 anni, 975 anni, 2475 anni), sono dati i valori dei parametri a_g , F_0 e T_C^*

- a_g : accelerazione orizzontale massima al sito;
- F_0 : valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T_C^* : periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione.

I punti del reticolo di riferimento sono definiti in termini di Latitudine e Longitudine ed ordinati a Latitudine e Longitudine crescenti, facendo variare prima la Longitudine e poi la Latitudine. L'accelerazione al sito è espressa in g , F_0 è adimensionale, T_C^* è espresso in secondi.

3.4.1 Pericolosità sismica del sito

Le coordinate geografiche in gradi decimali del sito dove è ubicata la struttura in esame sono: Lat=41.727622°, Lon=13.015860°.

3.4.2 Caratterizzazione geologica del sito

Per la definizione dell'azione sismica di progetto è necessaria l'attribuzione di una categoria di sottosuolo ad un volume di terreno significativo ai fini della propagazione delle onde sismiche.

Analizzando i risultati delle indagini geologiche in esame si è ritenuto opportuno considerare un suolo di **Categoria B**, secondo le NTC 2018 al p.to 3.2.2:

*“Categoria **B**: Rocce tenere e depositi di **terreni** a grana grossa molto addensati o **terreni** a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s”.*

Il sito è caratterizzato da una pendenza significativa con inclinazione $< 15^\circ$; conseguentemente è classificato come Categoria Topografica T_1 :

- T_1T_1 : Superficie pianeggiante, rilievi o pendii con inclinazione media $i < 15^\circ$

3.4.3 Periodo di riferimento

Le NTC 2018 definiscono il periodo di riferimento V_R al p.to §2.4.3 mediante la relazione:

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

dove V_N è la vita nominale e C_U è il coefficiente d'uso definito al p.to §2.4.2 delle NTC 2018.

Le NTC 2018 al p.to 2.4.1 definiscono la vita nominale:

“La vita nominale di un’opera strutturale V_N 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 quella riportata nella Tab. 2.4.1 e deve essere precisata nei documenti di progetto.”

TIPI DI COSTRUZIONI		Valori minimi di V_N (anni)
1	Costruzioni temporanee e provvisorie	10
2	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

Per la struttura in esame è stata assunta una Vita Nominale pari a:

- $V_N = 50$ anni

La struttura analizzata ricade in Classe III in quanto si tratta di una “Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l’ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d’uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.”. Il coefficiente d’uso è quindi $C_u = 1.5$.

Il periodo di riferimento, in riferimento alla relazione di sopra, per l’azione sismica è quindi:

$V_R = 50$ anni.

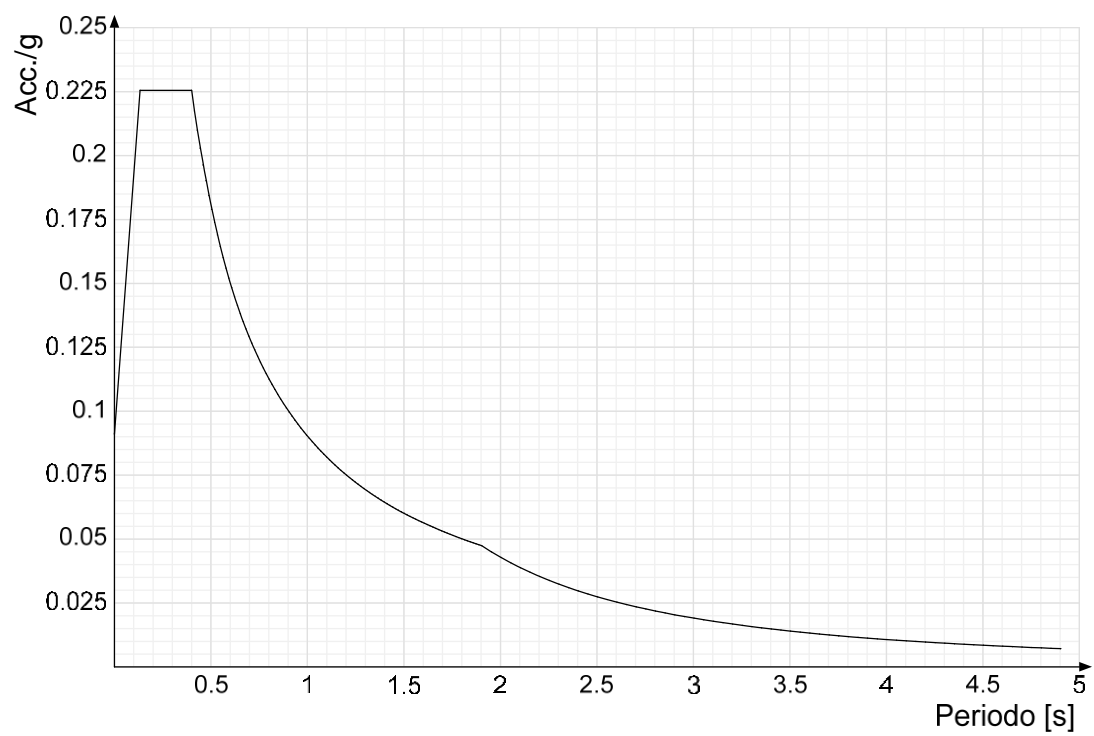
Vita nominale	V_N (anni)	50
Classe d'uso	Classe II	
Coefficiente d'uso	C_u	1.5
Periodo di riferimento	V_R (anni)	75

I periodi di ritorno ed i parametri a_g , F_0 e T_C^* per la definizione dell’azione sismica sono riportati nella seguente tabella.

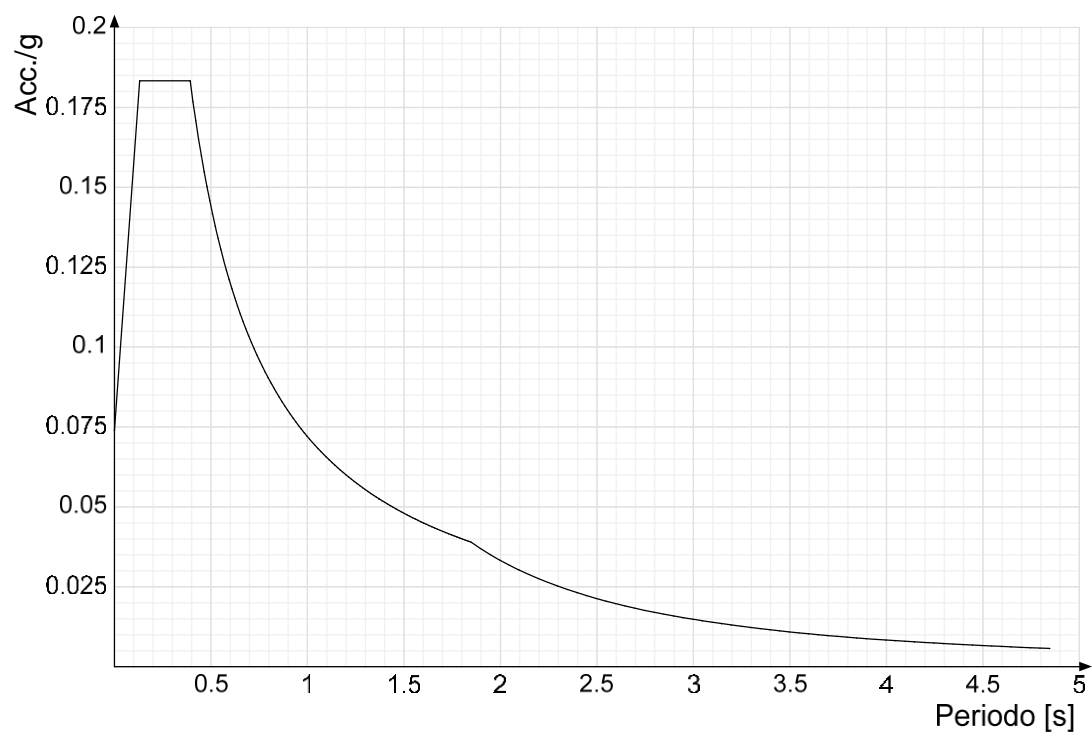
$V_R = 50$ anni	T_R	a_g	F_0	T_C^*
SLO	45	0.062	2.479	0.276
SLD	75	0.076	2.477	0.282
SLV	712	0.168	2.520	0.315
SLC	1462	0.206	2.563	0.324

6.4.1 Spettri di risposta

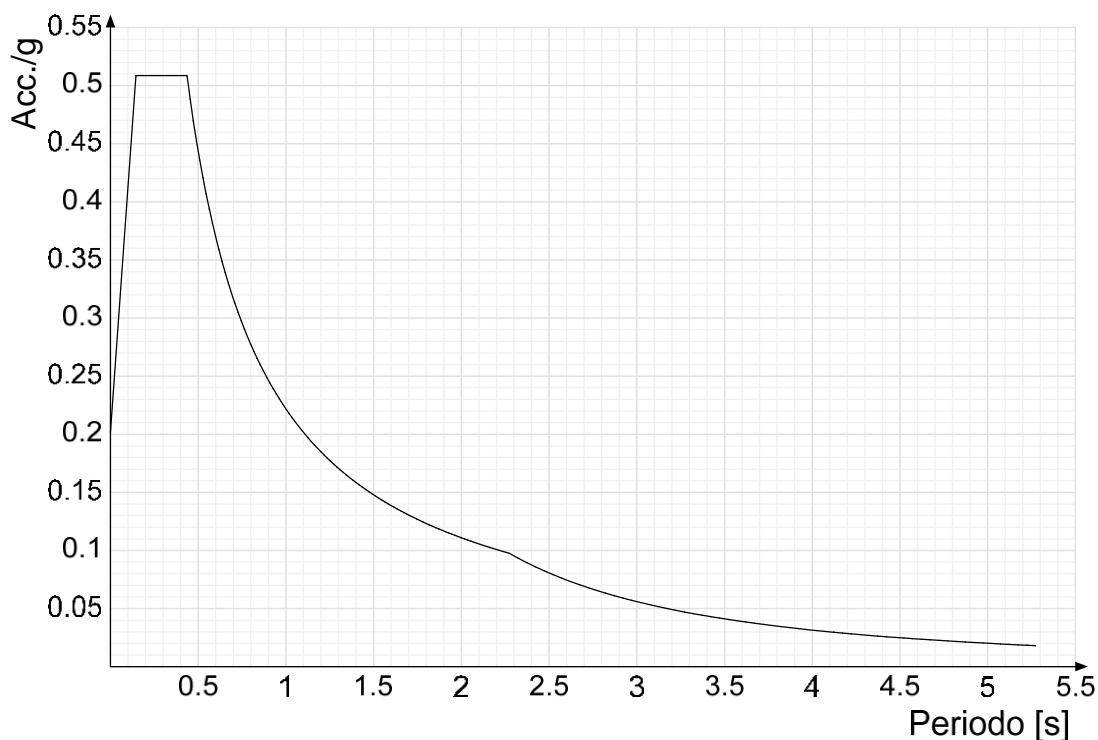
Viene mostrato lo spettro "Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali SLD § 3.2.3.2.1 [3.2.2]".



Viene mostrato lo spettro "Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali SLO § 3.2.3.2.1 [3.2.2]".



Viene mostrato lo spettro "Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali SLV § 3.2.3.2.1 [3.2.2]".



6.4.2 Fattore di struttura

La scelta del fattore di struttura è stata condotta in accordo a quanto prescritto nel capitolo C.8.5.5.1 della Circolare Esplicativa. Si precisa che il tipo di classe di duttilità assunta nel nostro caso è pari a CD "B". Per il progetto delle strutture in acciaio a livello del lastrico solare, invece, si è fatto riferimento alla classe di duttilità "non dissipativa". Si fa riferimento alle indicazioni riportate dalle NTC 2018 al paragrafo 7.2.2 integrate con le prescrizioni riportate nella relativa Circolare al paragrafo C8.7.1.2 per la valutazione della regolarità in pianta ed in altezza. Il fattore di struttura adottato per le analisi è il seguente per i vari corpi costituenti l'edificio:

- **E1** – Struttura intelaiata in c.a. a più piani e più campate; non regolare in pianta; non regolare in elevazione - **q = 2,76**
- **E2** – Struttura intelaiata in c.a. a più piani e più campate; regolare in pianta; non

regolare in elevazione - **q = 3,12**

- **Palestra** – Struttura intelaiata in c.a. a un piano e più campate; non regolare in pianta; regolare in elevazione - **q = 3,15**
- **Struttura in acciaio** – Struttura intelaiata in acciaio, non dissipativa - **q = 1,5**
- **Muro di sostegno esterno** – Struttura a pareti non accoppiate, non dissipativa - **q = 1,5**

4. MODELLI DI CALCOLO E VERIFICHE

Le verifiche strutturali sono state realizzate con l'ausilio del programma agli elementi finiti SISMICAD della casa Concrete, studiato appositamente per l'analisi sismica delle murature secondo le prescrizioni della nuova normativa NTC18. In particolare, sono stati realizzati modelli strutturali che tengono conto delle differenti situazioni progettuali.

Il modello rappresenta la struttura nello stato di progetto. La schematizzazione strutturale è stata realizzata secondo un modello 3D a elementi shell ovvero le pareti portanti sono state rappresentate da elementi bidimensionali di tipo "shell". Più specificatamente seguendo la procedura di modellazione tipica del software sono state importate le piante del corpo ascensore, in questo modo la struttura è stata schematizzata essenzialmente con tre tipi di macroelementi pareti, travi e membrane (solai).

Il calcolo viene condotto mediante analisi lineare, ma vengono considerati gli effetti del secondo ordine, qualora ritenuti rilevanti nell'analisi ai sensi delle normative vigenti. È stata impiegata un'analisi statica e dinamica modale in campo lineare con adozione di spettro di risposta conforme al D.M. 17.01.2018.

4.1. E1

Si riportano le immagini rappresentanti il modello FEM realizzato per il calcolo e la verifica della struttura E1.

Si tratta di una struttura in c.a., facente parte del corpo strutturale ad "L" e giuntata alla restante struttura.

Le fondazioni sono costituite da pali di diametro pari a 80 cm innestati sotto un plinto per una profondità di 12 m. I plinti sono collegati sul piano di posa da travi in c.a.

4.1.1 Risultati globali

La valutazione della sicurezza globale e il progetto degli elementi strutturali sono stati condotti tramite i risultati ottenuti dall'analisi dinamica lineare.

Di seguito si riportano le forme di vibrare dei modi principali e gli spostamenti e le sollecitazioni significative per la struttura oggetto di calcolo.

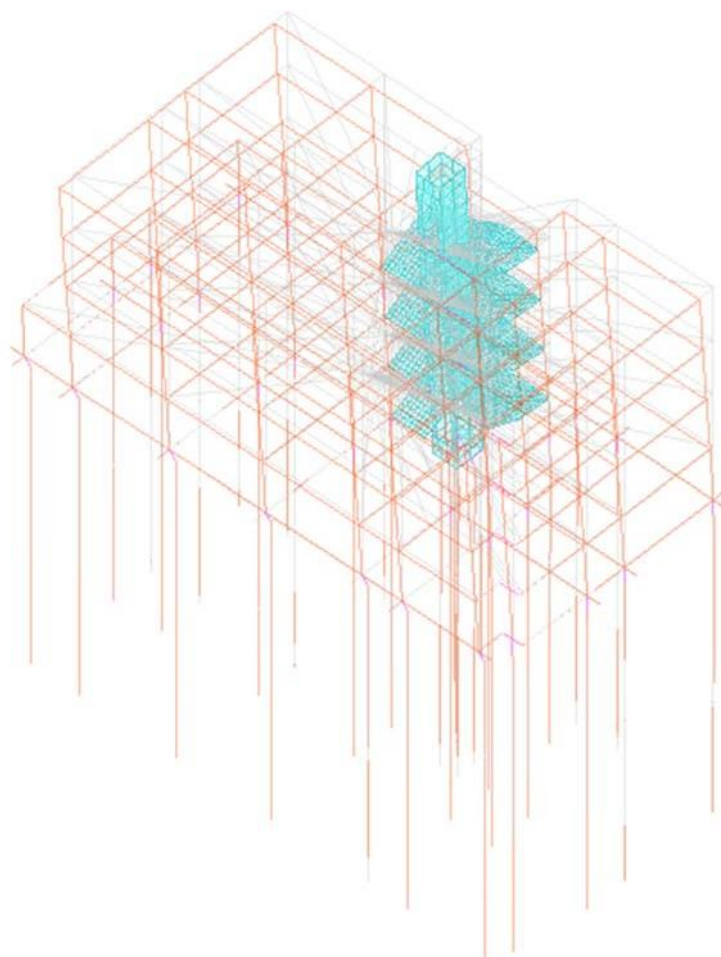


Figura 10 Deformata primo modo di vibrare

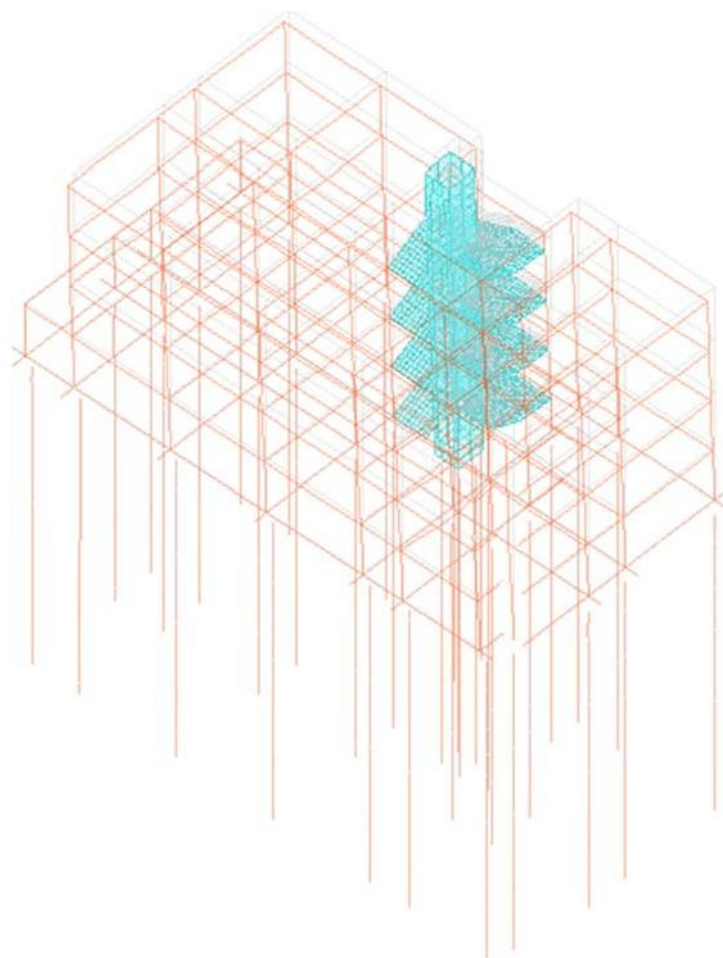


Figura 11 Deformata secondo modo di vibrare

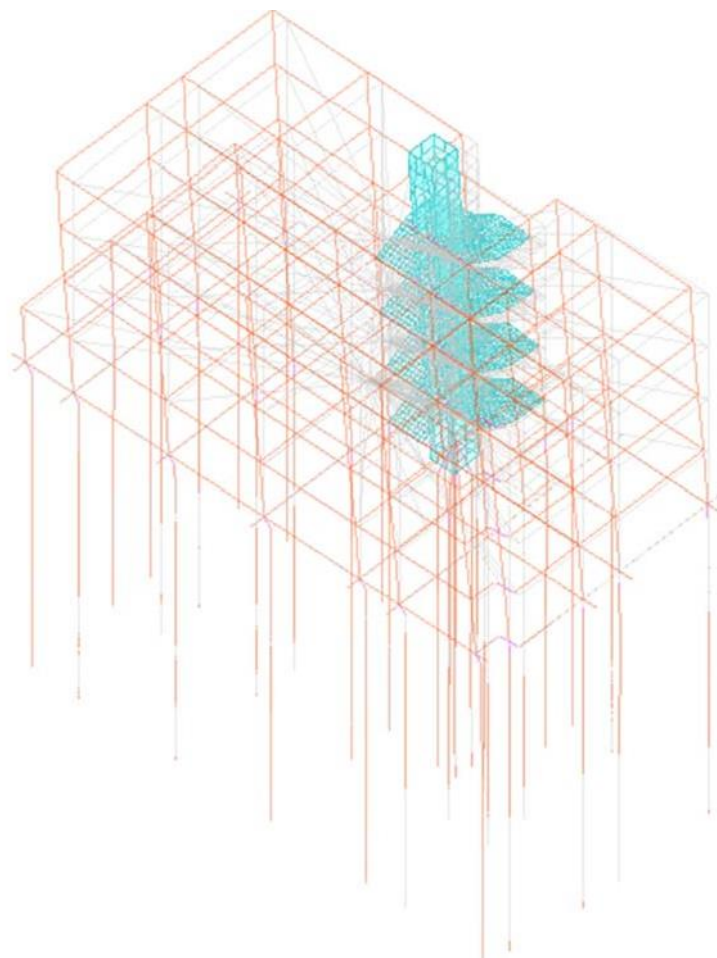


Figura 12 Spostamenti SLV Y

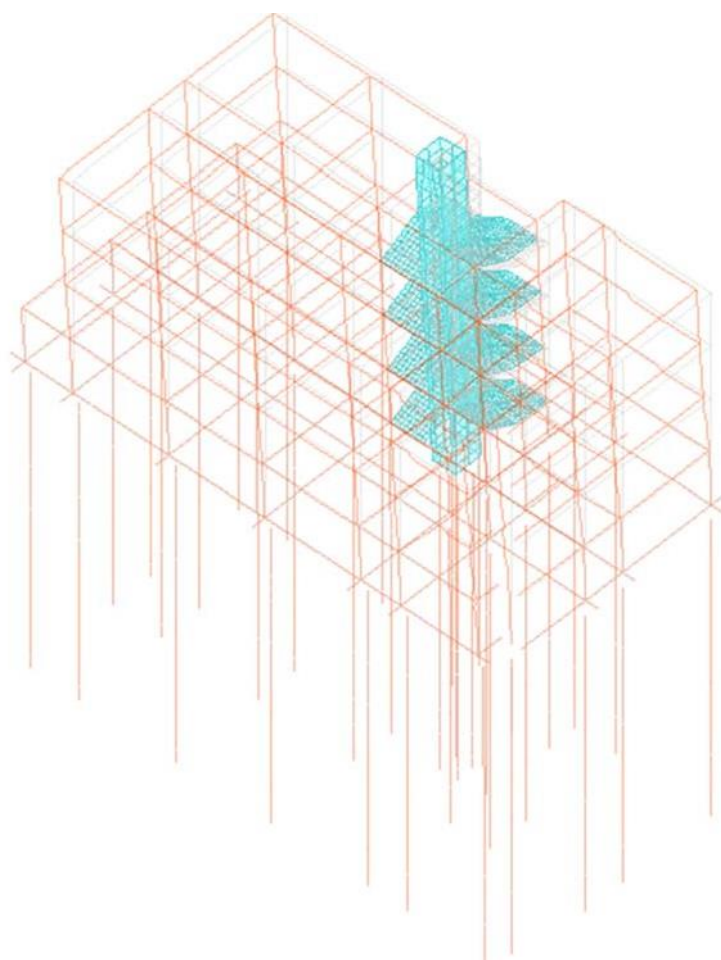


Figura 13 Spostamenti SLV X

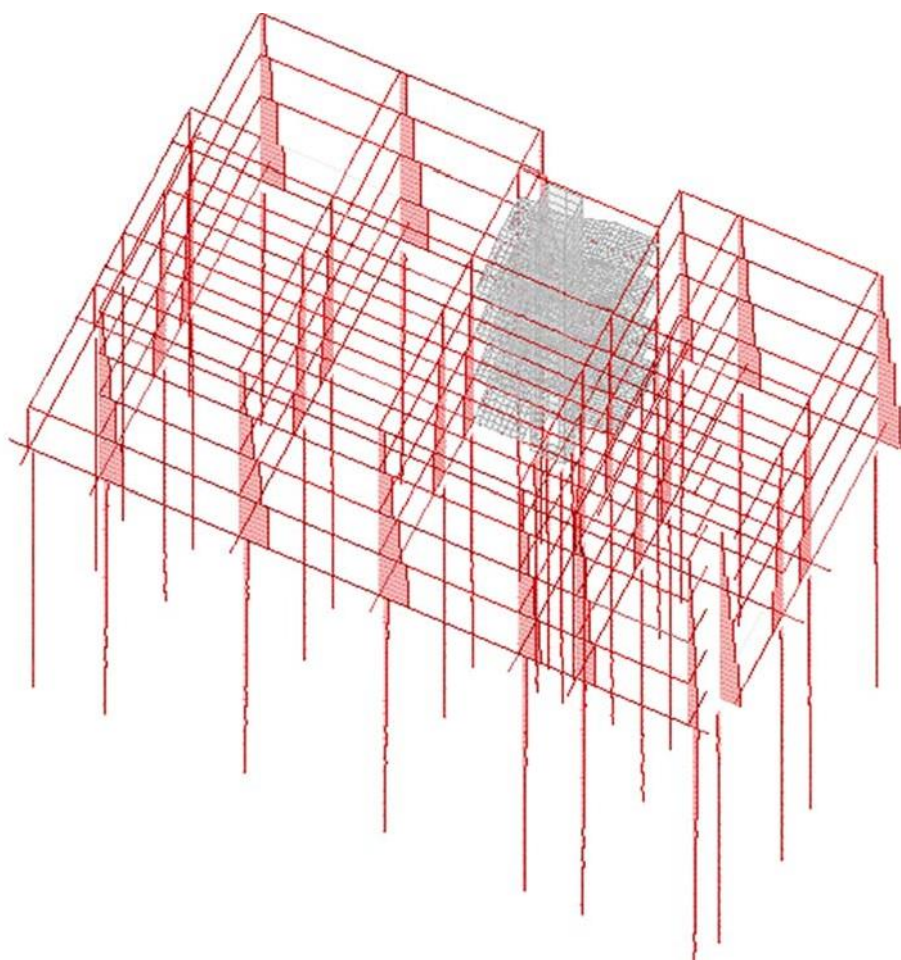


Figura 14 Sforzo assiale

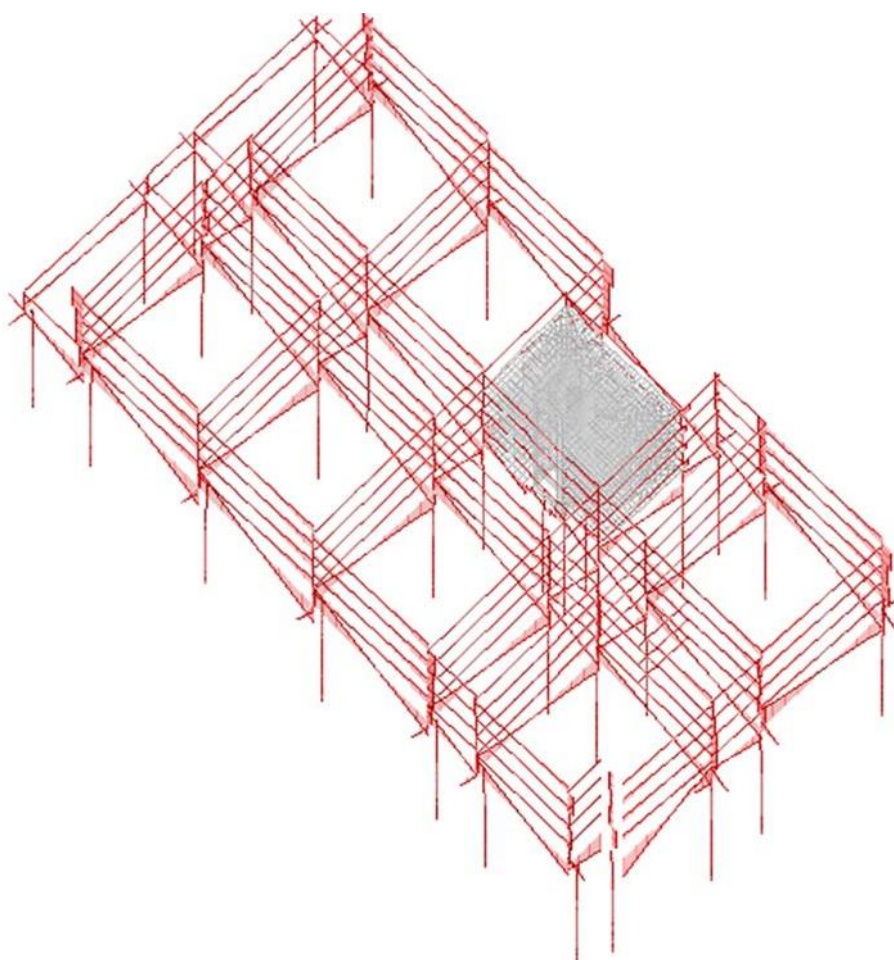


Figura 15 Taglio

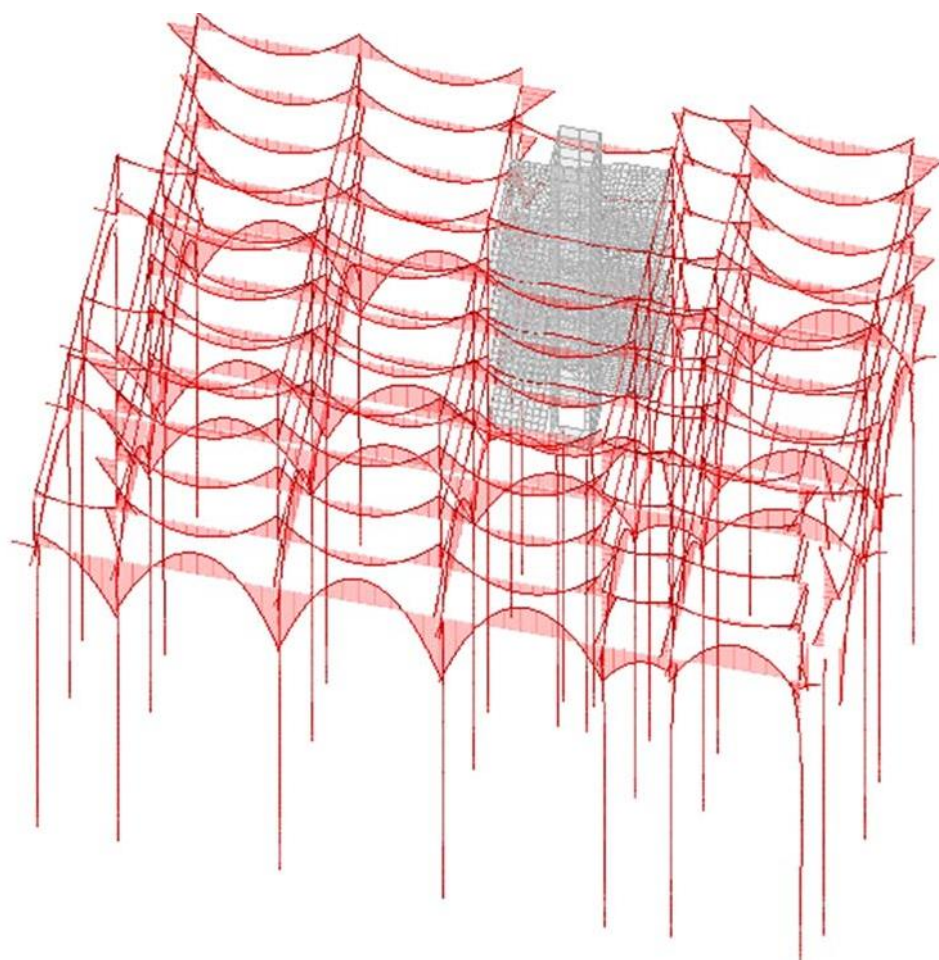


Figura 16 Momento flettente

4.1.2 Risultati verifiche

4.1.2.1 Verifiche consuntive pilastrate C.A.

Verifica: Descrizione della verifica relativa che ne consente l'individuazione all'interno della struttura.

Sicurezza minima: Visualizza per ciascun elemento di verifica il valore minimo del coefficiente di sicurezza relativamente alle verifiche visualizzabili per tale elemento. Il valore è adimensionale.

Verifica a flessione: Visualizza per ciascun elemento di verifica il valore minimo del coefficiente di sicurezza a flessione tra tutte le verifiche a flessione condotte per tale elemento. Il valore è adimensionale.

Verifica a taglio: Visualizza per ciascun elemento di verifica il valore minimo del coefficiente di sicurezza a taglio tra tutte le verifiche a taglio condotte per tale elemento. Il valore è adimensionale.

Verifica di portanza: Visualizza per ciascun elemento di verifica di fondazione il valore minimo del coefficiente di sicurezza per portanza. Il valore è adimensionale.

Verifica di scorrimento: Visualizza per ciascun elemento di verifica di fondazione il valore minimo del coefficiente di sicurezza per scorrimento. Il valore è adimensionale.

Verifica	Sicurezza minima	Verifica a flessione	Verifica a taglio	Nodo pilastri
Pilastrata 37	1.041	1.462	1.041	1.913
Pilastrata 30	1.038	1.211	1.038	1.038
Pilastrata 26	1.074	1.177	1.074	1.34
Pilastrata 25	1.002	1.016	1.021	1.002
Pilastrata 16	1.003	1.007	1.065	1.003
Pilastrata 17	1.055	1.449	1.055	1.343
Pilastrata 12	1.009	1.041	1.02	1.009
Pilastrata 8	1.197	1.421	1.197	1.458
Pilastrata 4	1.045	1.426	1.045	1.332
Pilastrata 36	1.021	1.053	1.021	1.043
Pilastrata 29	1.055	1.106	1.055	1000
Pilastrata 24	1.023	1.023	1.047	1000
Pilastrata 15	1.079	1.079	1.123	1000
Pilastrata 11	1.034	1.034	1.103	1000
Pilastrata 7	1.034	1.095	1.102	1.034
Pilastrata 3	1.034	1.187	1.034	1.095
Pilastrata 35	1.043	1.043	1.107	1.047
Pilastrata 28	1.073	1.073	1.136	1000
Pilastrata 23	1.018	1.018	1.139	1000
Pilastrata 14	1.013	1.013	1.047	1000
Pilastrata 10	1.051	1.051	1.259	1000
Pilastrata 6	1.012	1.139	1.012	1.019
Pilastrata 2	1.044	1.158	1.044	1.044
Pilastrata 34	1.092	1.108	1.092	1.184
Pilastrata 27	1.042	1.076	1.247	1.042
Pilastrata 22	1.017	1.393	1.045	1.017
Pilastrata 13	1.025	1.258	1.025	1.042
Pilastrata 9	1.009	1.041	1.023	1.009
Pilastrata 1	1.046	1.319	1.046	1.332
Pilastrata 5	1.072	1.192	1.072	1.132
Pilastrata 33	1.044	2.02	1.044	1.506

4.1.2.2 Verifiche consuntive travate C.A.

Verifica: Descrizione della verifica relativa che ne consente l'individuazione all'interno della struttura.

Sicurezza minima: Visualizza per ciascun elemento di verifica il valore minimo del coefficiente di sicurezza relativamente alle verifiche visualizzabili per tale elemento. Il valore è adimensionale.

Verifica a flessione: Visualizza per ciascun elemento di verifica il valore minimo del coefficiente di sicurezza a flessione tra tutte le verifiche a flessione condotte per tale elemento. Il valore è adimensionale.

Verifica a taglio: Visualizza per ciascun elemento di verifica il valore minimo del coefficiente di sicurezza a taglio tra tutte le verifiche a taglio condotte per tale elemento. Il valore è adimensionale.

Verifica	Sicurezza minima	Verifica a flessione	Verifica a taglio	Verifica di portanza	Verifica di scorrimento
Trave a "Terra" 5-8	1.002	1.006	1.002		
Trave a "Terra" 9-12	1.02	1.429	1.02		
Trave a "Terra" 13-17	1.053	1.289	1.053		
Trave a "Terra" 22-26	1.043	1.315	1.043		
Trave a "Terra" 38-37	1.001	1.001	1.008		
Trave a "Terra" 26-37	1.017	1.037	1.017		
Trave a "Piano 1" 9-12	1.02	1.408	1.02		
Trave a "Piano 1" 13-17	1.053	1.325	1.053		
Trave a "Piano 1" 22-26	1.053	1.305	1.053		
Trave a "Piano 1" 38-37	1.012	1.024	1.012		
Trave a "Piano 1" 31-32	3.636	3.636	4.347		
Trave a "Piano 1" 34-33	1.018	1.096	1.018		
Trave a "Piano 1" 26-37	1.01	1.01	1.027		
Trave a "Piano 1" 16-25	1.168	1.444	1.168		
Trave a "Piano 1" 8-17	1.025	1.033	1.025		
Trave a "Piano 2" 5-8	1.003	1.003	1.016		
Trave a "Piano 2" 9-12	1.02	1.511	1.02		
Trave a "Piano 2" 13-17	1.013	1.274	1.013		
Trave a "Piano 2" 22-26	1.013	1.302	1.013		
Trave a "Piano 2" 26-37	1.029	1.086	1.029		
Trave a "Piano 2" 16-25	1.366	1.869	1.366		
Trave a "Piano 2" 8-17	1.002	1.095	1.002		
Trave a "Piano 2" 34-33	1.007	1.121	1.007		
Trave a "Piano 2" 31-32	3.645	3.645	4.367		
Trave a "Copertura" 5-8	1.009	1.168	1.009		
Trave a "Copertura" 9-10	1.835	1.835	2.533		
Trave a "Copertura" 22-26	1.013	1.897	1.013		
Trave a "Copertura" 27-30	1.02	1.852	1.02		
Trave a "Copertura" 38-37	1.007	1.266	1.007		
Trave a "Copertura" 26-37	1.029	1.707	1.029		
Trave a "Copertura" 16-25	1.168	2.774	1.168		
Trave a "Copertura" 34-33	1.007	2.596	1.007		
Trave a "Piano 1" 5-8	1.008	1.01	1.008		
Trave a "Terra" 1-34	1.008	1.017	1.008		
Trave a "Copertura" 5-34	1.003	1.589	1.003		
Trave di fondazione a "Fondazione" (22918; -13173)-(26658; -13173)	1.045	1.174	1.045		
Trave a "Terra" 31-32	3.656	3.656	4.351		
Trave a "Terra" 16-25	1.168	1.513	1.168		
Trave a "Piano 1" 27-30	1.005	1.036	1.005		
Trave a "Piano 2" 6-35	1.008	1.008	1.021		
Trave a "Copertura" 16-17	1.039	5.102	1.039		
Trave di fondazione a "Fondazione" (25838; -13993)-(25838; -12053)	1.035	1.902	1.035		
Trave a "Copertura" 13-16	1.02	1.896	1.02		
Trave di fondazione a "Fondazione" (22918; -13893)-(26513; -13893)	1.006	1.178	1.006		
Trave a "Terra" 1-4	1.017	1.749	1.017		
Trave di fondazione a "Fondazione" (22918; -12153)-(26658; -12153)	1.033	1.079	1.033		
Trave a "Terra" 8-17	1.005	1.005	1.019		
Trave a "Piano 2" 27-30	1.006	1.036	1.006		
Trave a "Terra" 27-30	1.001	1.036	1.001		
Trave di fondazione a "Fondazione" 34-33	1.006	1.134	1.006		
Trave a "Copertura" 8-17	1.05	1.687	1.05		
Trave a "Piano 1" 6-35	1.025	1.037	1.025		
Trave di fondazione a "Fondazione" (23018; -13993)-(23018; -12053)	1.536	1.691	1.536		
Trave a "Piano 2" 38-37	1.019	1.02	1.019		
Trave di fondazione a "Fondazione" (23378; -13993)-(23378; -12053)	1.004	1.01	1.004		
Trave di fondazione a "Fondazione" (22918; -12873)-(26658; -12873)	1.021	1.119	1.021		
Trave di fondazione a "Fondazione" 38-35	1.016	1.036	1.016		
Trave a "Terra" 4-8	1.041	1.347	1.041		
Trave a "Terra" 34-33	1.021	1.021	1.031		
Trave di fondazione a "Fondazione" (24818; -13993)-(24818; -12053)	1.008	1.262	1.008		
Trave a "Copertura" 6-10	1.015	1.015	1.025		
Trave a "Piano 1" 5-34	1.01	1.022	1.01		
Trave di fondazione a "Fondazione" (25538; -13993)-(25538; -12053)	1.062	1.192	1.062		
Trave di fondazione a "Fondazione" (26558; -13273)-(26558; -12053)	1.004	1.004	1.022		
Trave a "Piano 1" 7-36	1	1.037	1		
Trave a "Piano 2" 7-36	1.001	1.015	1.014		
Trave a "Copertura" 7-36	1.011	1.026	1.011		
Trave di fondazione a "Fondazione" (24098; -13993)-(24098; -12053)	1.014	1.586	1.014		
Trave a "Piano 2" 5-34	1.013	1.018	1.013		
Trave a "Terra" 3-36	1.004	1.016	1.032		
Trave a "Terra" 2-35	1.022	1.052	1.022		
Trave a "Copertura" 10-11	1.533	1.839	1.533		

4.2. E2

Si riportano le immagini rappresentanti il modello FEM realizzato per il calcolo e la verifica della struttura E2.

Si tratta di una struttura in c.a., facente parte del corpo strutturale ad “L” e giuntata alla restante struttura.

Le fondazioni sono costituite da pali di diametro pari a 80 cm innestati sotto un plinto per una profondità di 12 m. I plinti sono collegati sul piano di posa da travi in c.a.

4.2.1 Risultati globali

La valutazione della sicurezza globale e il progetto degli elementi strutturali sono stati condotti tramite i risultati ottenuti dall’analisi dinamica lineare.

Di seguito si riportano le forme di vibrare dei modi principali e gli spostamenti e le sollecitazioni significative per la struttura oggetto di calcolo.

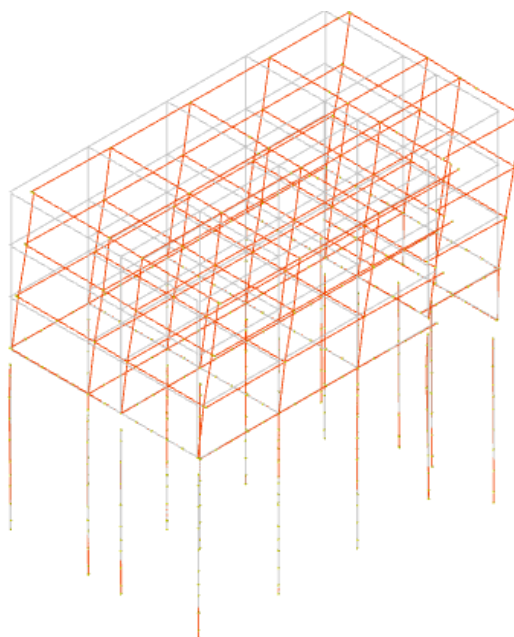


Figura 17 Deformata primo modo di vibrare : $T_y = 0.527$ s

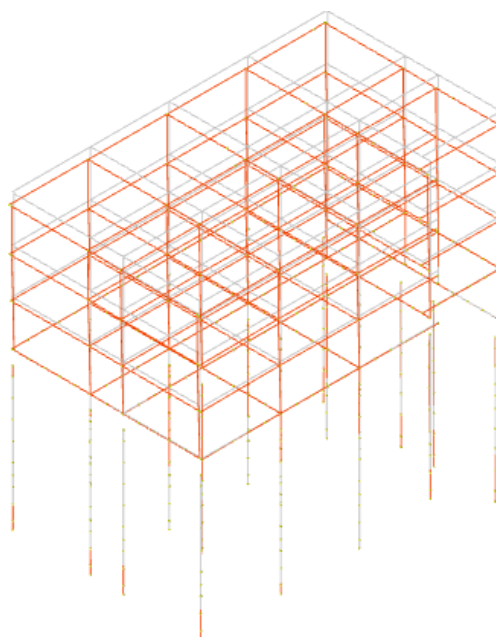


Figura 18 Deformata secondo modo di vibrare : $T_x = 0.516$ s

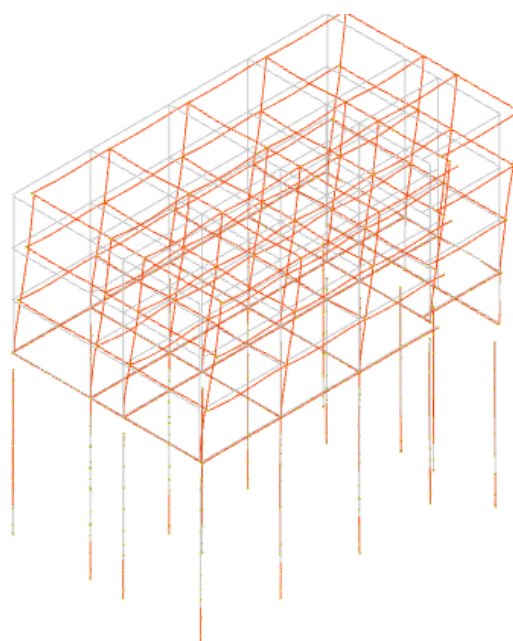


Figura 19 Spostamenti SLV Y

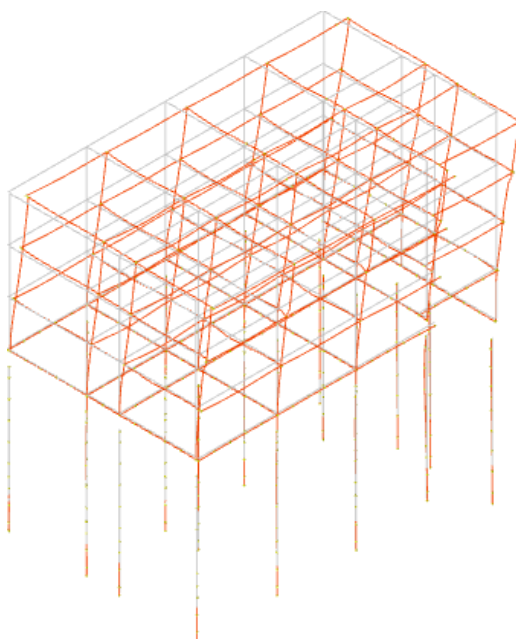


Figura 20 Spostamenti SLV X

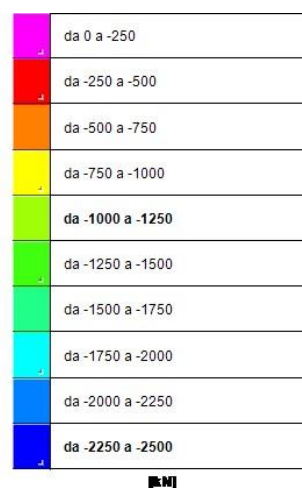
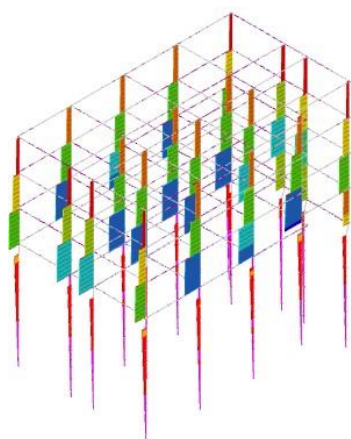


Figura 21 Sforzo assiale

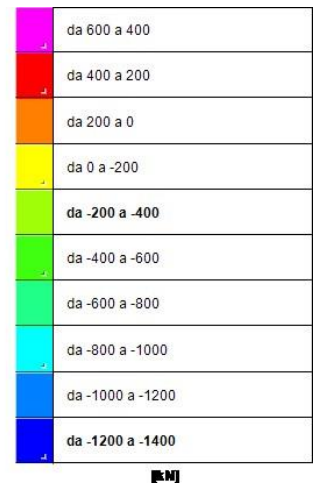
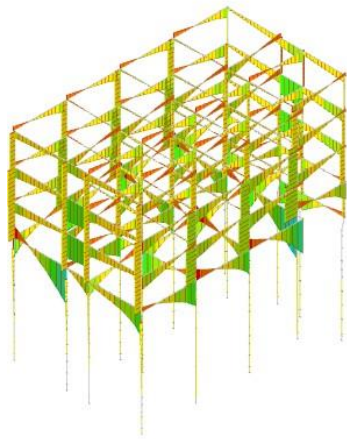


Figura 22 Taglio

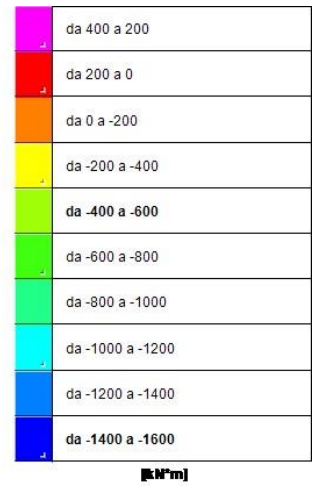
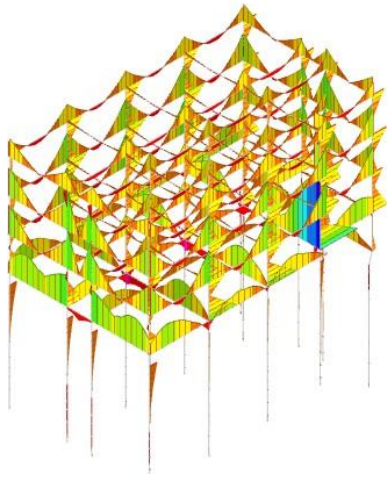
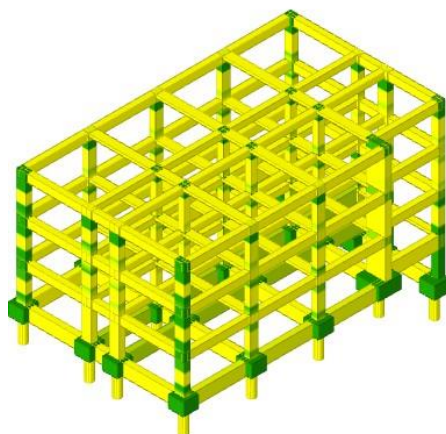


Figura 23 Momento flettente

4.2.2 Risultati verifiche

Si riportano in forma grafica e tabellare i risultati coefficienti di sicurezza minimi ottenuti dalle verifiche eseguite sulla struttura oggetto di calcolo



da 2 a 1.9
da 1.9 a 1.8
da 1.8 a 1.7
da 1.7 a 1.6
da 1.6 a 1.5
da 1.5 a 1.4
da 1.4 a 1.3
da 1.3 a 1.2
da 1.2 a 1.1
da 1.1 a 1
da 1 a 0.9
da 0.9 a 0.8
da 0.8 a 0.7
da 0.7 a 0.6
da 0.6 a 0.5
da 0.5 a 0.4
da 0.4 a 0.3
da 0.3 a 0.2
da 0.2 a 0.1
da 0.1 a 0

Figura 24 Coefficienti di sicurezza minimi per i vari elementi strutturali

4.2.2.1 Verifiche consuntive pilastro C.A.

Verifica: Descrizione della verifica relativa che ne consente l'individuazione all'interno della struttura.

Sicurezza minima: Visualizza per ciascun elemento di verifica il valore minimo del coefficiente di sicurezza relativamente alle verifiche visualizzabili per tale elemento. Il valore è adimensionale.

Verifica a flessione: Visualizza per ciascun elemento di verifica il valore minimo del coefficiente di sicurezza a flessione tra tutte le verifiche a flessione condotte per tale elemento. Il valore è adimensionale.

Verifica a taglio: Visualizza per ciascun elemento di verifica il valore minimo del coefficiente di sicurezza a taglio tra tutte le verifiche a taglio condotte per tale elemento. Il valore è adimensionale.

Nodo pilastri: Visualizza il coefficiente di sicurezza per la verifica dei nodi. Il valore è adimensionale.

Verifica	Sicurezza minima	Verifica a flessione	Verifica a taglio	Nodo pilastri
Pilastrata F8	1.001	1.001	1.016	1000
Pilastrata G5	1.031	1.128	1.031	1.217
Pilastrata H9	1.082	1.258	1.082	2.061
Pilastrata F9	1.01	1.04	1.026	1.01
Pilastrata E9	1.022	1.071	1.027	1.022
Pilastrata D9	1.082	1.211	1.082	1.953
Pilastrata D5	1.033	1.334	1.033	1.685
Pilastrata D6	1.004	1.17	1.084	1.004
Pilastrata D8	1.003	1.184	1.083	1.003
Pilastrata D7	1.02	1.183	1.095	1.02
Pilastrata H7	1	1.181	1.087	1
Pilastrata H8	1.025	1.185	1.083	1.025
Pilastrata H6	1.045	1.45	1.045	1.517
Pilastrata E8	1.036	1.036	1.089	1000
Pilastrata F7	1.019	1.268	1.019	1000
Pilastrata E7	1.019	1.185	1.019	1000
Pilastrata E6	1.011	1.174	1.011	1000
Pilastrata F6	1.027	1.183	1.027	1000
Pilastrata E5	1.033	1.039	1.073	1.033
Pilastrata F5	1.048	1.057	1.094	1.048

4.2.2.2 Verifiche consuntive travate C.A.

Verifica: Descrizione della verifica relativa che ne consente l'individuazione all'interno della struttura.

Sicurezza minima: Visualizza per ciascun elemento di verifica il valore minimo del coefficiente di sicurezza relativamente alle verifiche visualizzabili per tale elemento. Il valore è adimensionale.

Verifica a flessione: Visualizza per ciascun elemento di verifica il valore minimo del coefficiente di sicurezza a flessione tra tutte le verifiche a flessione condotte per tale elemento. Il valore è adimensionale.

Verifica a taglio: Visualizza per ciascun elemento di verifica il valore minimo del coefficiente di sicurezza a taglio tra tutte le

Verifica di portanza: Visualizza per ciascun elemento di verifica di fondazione il valore minimo del coefficiente di sicurezza per portanza. Il valore è adimensionale.

Verifica	Sicurezza minima	Verifica a flessione	Verifica a taglio	Verifica di portanza	Verifica di scorrimento
----------	------------------	----------------------	-------------------	----------------------	-------------------------

Verifica	Sicurezza minima	Verifica a flessione	Verifica a taglio	Verifica di portanza	Verifica di scorrimento
Trave a "Piano 2" G6-G5	1.018	1.066	1.018		
Trave a "C" G6-G5	1.015	1.36	1.015		
Trave a "Piano 1" G6-G5	1.011	1.022	1.011		
Trave di fondazione a "Piano T" D9-H9	1.009	1.072	1.009		
Trave di fondazione a "Piano T" D8-H8	1.042	1.339	1.042		
Trave di fondazione a "Piano T" D7-H7	1.017	1.33	1.017		
Trave di fondazione a "Piano T" D6-G6	1.002	1.15	1.002		
Trave di fondazione a "Piano T" G6-G5	1.072	1.072	1.097		
Trave di fondazione a "Piano T" H9-H6	1.128	1.128	1.136		
Trave di fondazione a "Piano T" F9-F5	1.31	1.477	1.31		
Trave di fondazione a "Piano T" E9-E5	1.313	1.636	1.313		
Trave di fondazione a "Piano T" D9-D5	1.088	1.088	1.132		
Trave di fondazione a "Piano T" D5-G5	1.051	1.229	1.051		
Trave a "Piano 1" D9-H9	1.002	1.038	1.002		
Trave a "Piano 1" H9-H6	1.005	1.005	1.033		
Trave a "Piano 1" F9-F5	1.002	1.002	1.002		
Trave a "Piano 1" E9-E5	1.002	1.002	1.012		
Trave a "Piano 1" D9-D5	1.012	1.012	1.022		
Trave a "Piano 1" D5-G5	1.006	1.027	1.006		
Trave a "Piano 1" D6-G6	1.086	1.113	1.086		
Trave a "Piano 1" D7-H7	1.087	1.17	1.087		
Trave a "Piano 1" D8-H8	1.087	1.129	1.087		
Trave a "Piano 2" D5-G5	1.003	1.025	1.003		
Trave a "Piano 2" D6-G6	1.087	1.2	1.087		
Trave a "Piano 2" D7-H7	1.087	1.343	1.087		
Trave a "Piano 2" D8-H8	1.087	1.272	1.087		
Trave a "Piano 2" D9-H9	1.009	1.043	1.009		
Trave a "Piano 2" H9-H6	1.007	1.007	1.033		
Trave a "Piano 2" D9-D5	1.002	1.002	1.017		
Trave a "Piano 2" F9-F5	1.002	1.002	1.006		
Trave a "Piano 2" E9-E5	1.002	1.002	1.006		
Trave a "C" D5-G5	1.008	1.299	1.008		
Trave a "C" D6-G6	1.062	1.598	1.062		
Trave a "C" D9-H9	1.014	1.309	1.014		
Trave a "C" H9-H6	1.023	1.286	1.023		
Trave a "C" E9-E5	1.019	1.034	1.019		
Trave a "C" D9-D5	1.009	1.533	1.009		
Trave a "C" F9-F5	1.02	1.034	1.02		
Trave a "C" D8-H8	1.081	1.664	1.081		
Trave a "C" D7-H7	1.069	1.669	1.069		
Trave di fondazione a "Piano T" D5-G5	1.016	1.016	1.016		

4.2.2.3 Verifiche consuntive pali

Verifica: Descrizione della verifica relativa che ne consente l'individuazione all'interno della struttura.

Sicurezza minima: Visualizza per ciascun elemento di verifica il valore minimo del coefficiente di sicurezza relativamente alle verifiche visualizzabili per tale elemento. Il valore è adimensionale.

Verifica a flessione: Visualizza per ciascun elemento di verifica il valore minimo del coefficiente di sicurezza a flessione tra tutte le verifiche a flessione condotte per tale elemento. Il valore è adimensionale.

Verifica a taglio: Visualizza per ciascun elemento di verifica il valore minimo del coefficiente di sicurezza a taglio tra tutte le verifiche a taglio condotte per tale elemento. Il valore è adimensionale.

Verifica di portanza: Visualizza per ciascun elemento di verifica di fondazione il valore minimo del coefficiente di sicurezza per portanza. Il valore è adimensionale.

[illegible]

Verifica	Sicurezza minima	Verifica a flessione	Verifica a taglio	Verifica di portanza
20 pali "Trivellato D80" gruppo 1	1.051	1.269	1.992	1.051
20 pali "Trivellato D80" gruppo 1	1.051	1.269	1.992	1.051
20 pali "Trivellato D80" gruppo 1	1.051	1.269	1.992	1.051
20 pali "Trivellato D80" gruppo 1	1.051	1.269	1.992	1.051
20 pali "Trivellato D80" gruppo 1	1.051	1.269	1.992	1.051
20 pali "Trivellato D80" gruppo 1	1.051	1.269	1.992	1.051
20 pali "Trivellato D80" gruppo 1	1.051	1.269	1.992	1.051
20 pali "Trivellato D80" gruppo 1	1.051	1.269	1.992	1.051
20 pali "Trivellato D80" gruppo 1	1.051	1.269	1.992	1.051
20 pali "Trivellato D80" gruppo 1	1.051	1.269	1.992	1.051

4.2.2.4 Verifiche consuntive plinti

Verifica: Descrizione della verifica relativa che ne consente l'individuazione all'interno della struttura.

Sicurezza minima: Visualizza per ciascun elemento di verifica il valore minimo del coefficiente di sicurezza relativamente alle verifiche visualizzabili per tale elemento. Il valore è adimensionale.

Verifica a flessione: Visualizza per ciascun elemento di verifica il valore minimo del coefficiente di sicurezza a flessione tra tutte le verifiche a flessione condotte per tale elemento. Il valore è adimensionale.

Verifica a taglio: Visualizza per ciascun elemento di verifica il valore minimo del coefficiente di sicurezza a taglio tra tutte le verifiche a taglio condotte per tale elemento. Il valore è adimensionale.

Verifica di portanza: Visualizza per ciascun elemento di verifica di fondazione il valore minimo del coefficiente di sicurezza per portanza. Il valore è adimensionale.

Verifica di scorrimento: Visualizza per ciascun elemento di verifica di fondazione il valore minimo del coefficiente di sicurezza per scorrimento. Il valore è adimensionale.

Verifica	Sicurezza minima	Verifica a flessione	Verifica a taglio	Verifica di portanza	Verifica di scorrimento
Plinto su pali G5	18.803				
Plinto su pali H8	11.637				
Plinto su pali E9	2.62				
Plinto su pali H7	12.189				
Plinto su pali E5	2.505				
Plinto su pali D8	13.959				
Plinto su pali E6	29.376				
Plinto su pali E8	33.964				
Plinto su pali F8	34.309				
Plinto su pali F6	7.112				
Plinto su pali F7	34.44				
Plinto su pali D7	15.202				
Plinto su pali H9	7.585				
Plinto su pali F9	3.103				
Plinto su pali D5	16.484				
Plinto su pali H6	2.186				
Plinto su pali E7	33.691				
Plinto su pali D6	14.163				
Plinto su pali F5	3.544				
Plinto su pali D9	8.045				

4.2.2.5 Verifiche giunto

Si riportano nel seguito le verifiche relative al giunto di 20 cm presente fra i due corpi componenti l'edificio scolastico.

Valutazione degli spostamenti della struttura NTC18 §7.3.3.3

T_1	0.53	s
T_c	0.436	s
d_{Ee}	1.37	cm
q	3.125	

μ_d	2.76	
d_E	3.78	cm

Valutazione degli spostamenti del nucleo ascensore NTC18 §7.3.3.3

T_1	0.65	s
T_c	0.436	s
d_{Ee}	2.23	cm
q	2.76	

μ_d	2.19	
d_E	4.88	cm

$$d_{E1} + d_{E2} = 3.78 \text{ cm} + 4.88 \text{ cm} = 8.67 \text{ cm} < 20 \text{ cm}$$

La verifica si ritiene soddisfatta.

4.3. FUTURA PALESTRA

Si riportano le immagini rappresentanti il modello FEM realizzato per il calcolo e la verifica della struttura della palestra.

Si tratta di una struttura in c.a con copertura in legno lamellare, a pianta rettangolare semplice.

Le fondazioni sono costituite da pali di diametro pari a 80 cm innestati sotto un plinto per una profondità di 12 m. I plinti sono collegati sul piano di posa da travi in c.a.

4.3.1 Risultati globali

La valutazione della sicurezza globale e il progetto degli elementi strutturali sono stati condotti tramite i risultati ottenuti dall'analisi dinamica lineare.

Di seguito si riportano le forme di vibrare dei modi principali e gli spostamenti e le sollecitazioni significative per la struttura oggetto di calcolo.

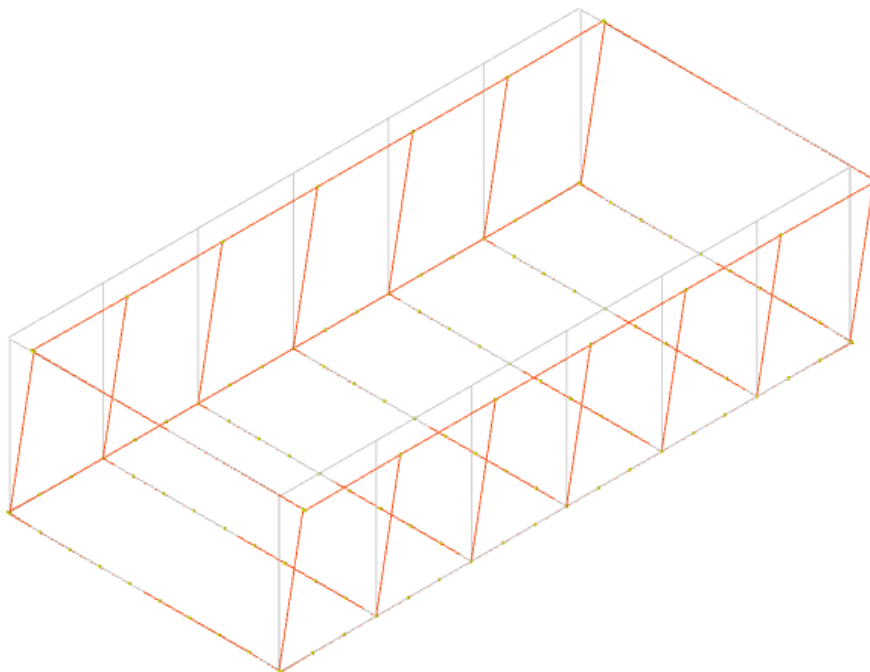


Figura 25 Deformata primo modo di vibrare : $T_x = 0.552$ s

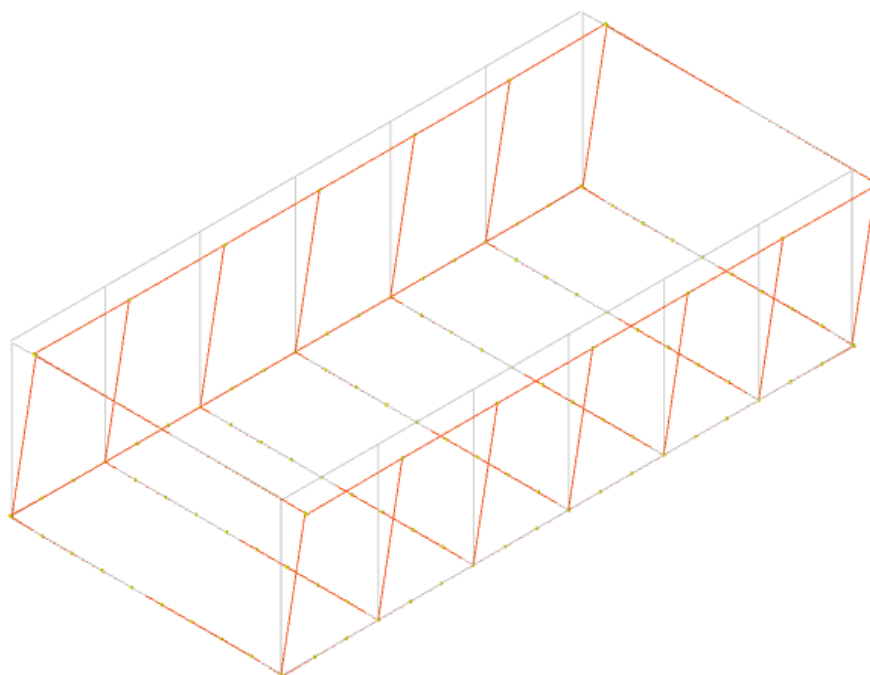


Figura 26 Deformata secondo modo di vibrare : $T_y = 0.302$ s

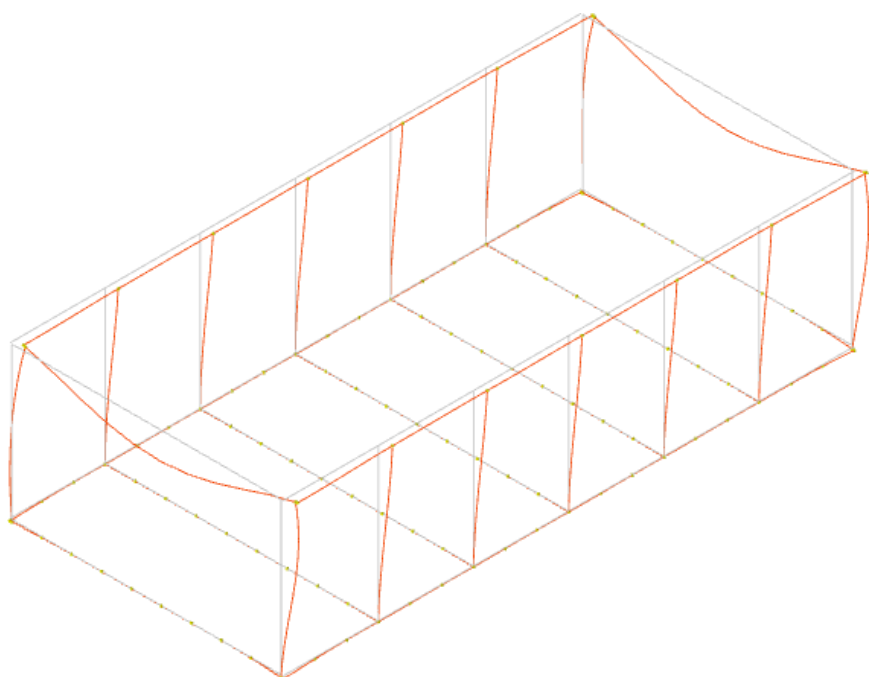


Figura 27 Spostamenti SLV Y

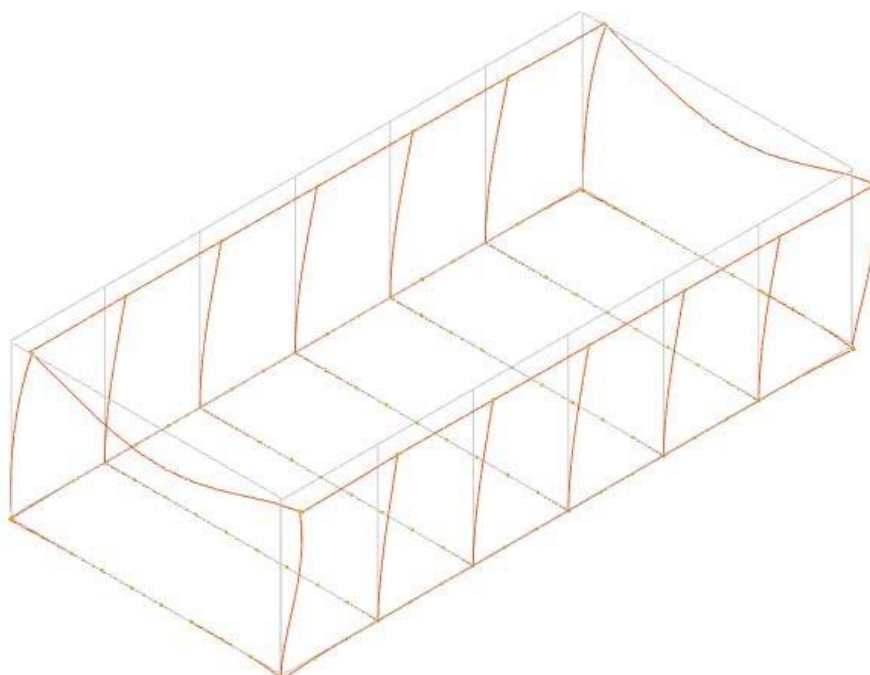
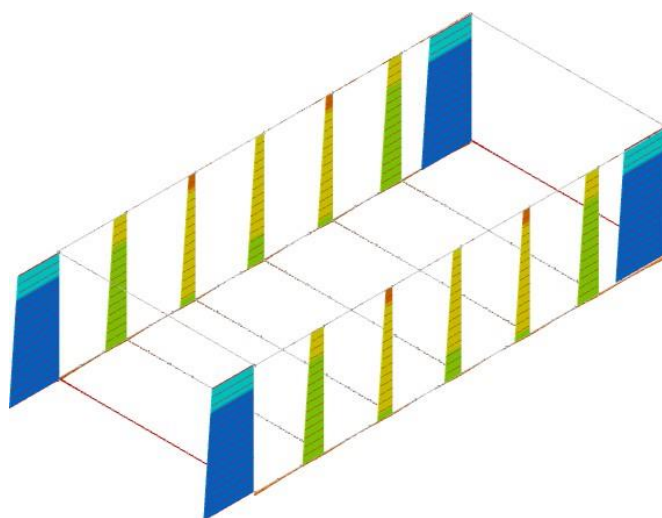


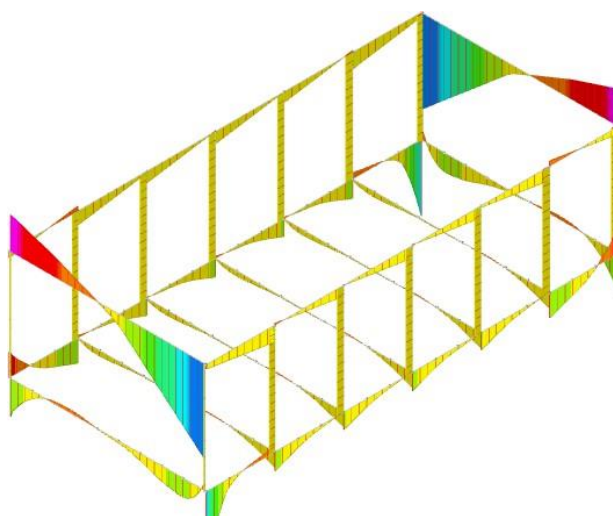
Figura 28 Spostamenti SLV Y



	da 200 a 100
	da 100 a 0
	da 0 a -100
	da -100 a -200
	da -200 a -300
	da -300 a -400
	da -400 a -500
	da -500 a -600
	da -600 a -700
	da -700 a -800

[kN]

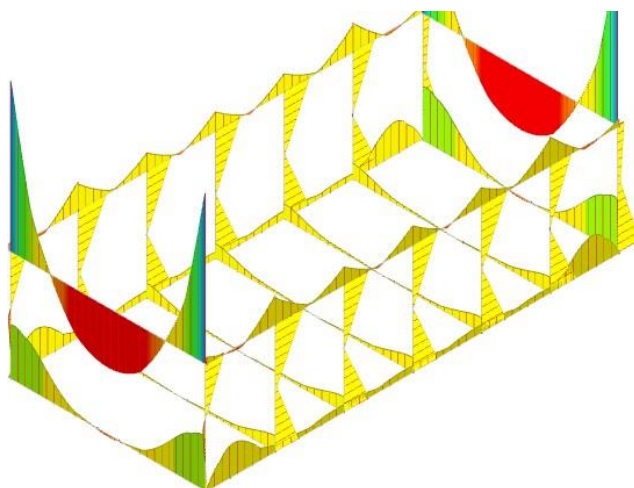
Figura 29 Sforzo assiale



	da 300 a 200
	da 200 a 100
	da 100 a 0
	da 0 a -100
	da -100 a -200
	da -200 a -300
	da -300 a -400
	da -400 a -500
	da -500 a -600
	da -600 a -700

[kN]

Figura 30 Taglio



	da 600 a 400
	da 400 a 200
	da 200 a 0
	da 0 a -200
	da -200 a -400
	da -400 a -600
	da -600 a -800
	da -800 a -1000
	da -1000 a -1200
	da -1200 a -1400

[kN*m]

Figura 31 Momento flettente

4.3.2 Risultati verifiche

Si riportano in forma grafica e tabellare i risultati coefficienti di sicurezza minimi ottenuti dalle verifiche eseguite sulla struttura oggetto di calcolo

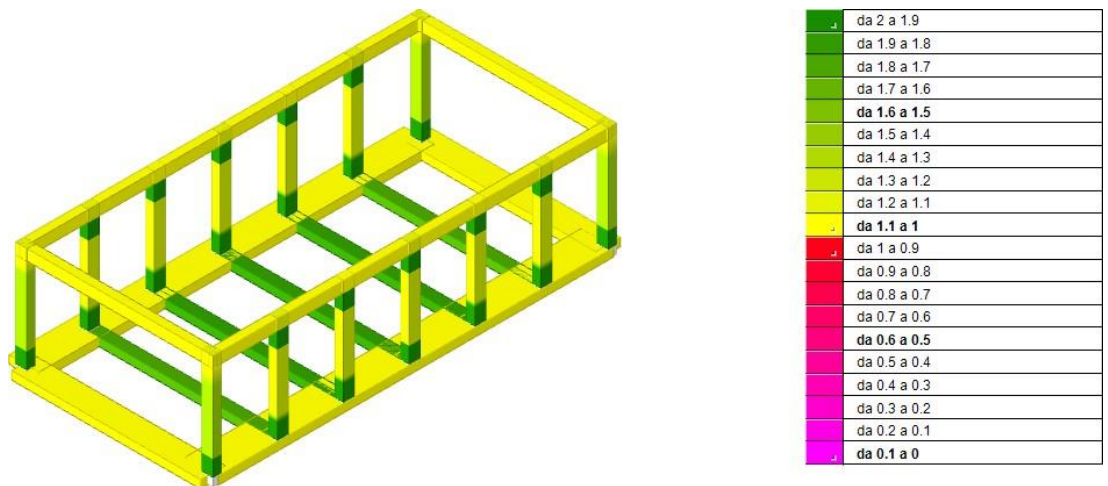


Figura 32 Coefficienti di sicurezza minimi per i vari elementi strutturali

4.3.2.1 Verifiche consuntive pilastrate C.A.

Verifica: Descrizione della verifica relativa che ne consente l'individuazione all'interno della struttura.

Sicurezza minima: Visualizza per ciascun elemento di verifica il valore minimo del coefficiente di sicurezza relativamente alle verifiche visualizzabili per tale elemento. Il valore è adimensionale.

Verifica a flessione: Visualizza per ciascun elemento di verifica il valore minimo del coefficiente di sicurezza a flessione tra tutte le verifiche a flessione condotte per tale elemento. Il valore è adimensionale.

Verifica a taglio: Visualizza per ciascun elemento di verifica il valore minimo del coefficiente di sicurezza a taglio tra tutte le verifiche a taglio condotte per tale elemento. Il valore è adimensionale.

Nodo pilastri: Visualizza il coefficiente di sicurezza per la verifica dei nodi. Il valore è adimensionale.

Verifica	Sicurezza minima	Verifica a flessione	Verifica a taglio	Nodo pilastri
Pilastrata (0; 695)	1.196	5.106	1.232	1.196
Pilastrata (0; 1390)	1.007	5.013	1.25	1.007
Pilastrata (0; 2085)	1.007	5.013	1.25	1.007
Pilastrata (0; 2780)	1.093	1.093	1.489	1.163
Pilastrata (0; 0)	1.093	1.093	1.489	1.163
Pilastrata Y2	1.196	5.233	1.232	1.196
Pilastrata Y4	1.196	5.373	1.247	1.196
Pilastrata Y6	1.196	5.234	1.232	1.196
Pilastrata Y5	1.007	5.229	1.25	1.007
Pilastrata Y3	1.007	5.229	1.25	1.007
Pilastrata Y1	1.067	1.067	1.488	1.163
Pilastrata Y7	1.067	1.067	1.488	1.163
Pilastrata X2	1.196	5.106	1.232	1.196
Pilastrata X4	1.196	5.184	1.246	1.196

4.3.2.2 Verifiche consuntive travate C.A.

Verifica: Descrizione della verifica relativa che ne consente l'individuazione all'interno della struttura.

Sicurezza minima: Visualizza per ciascun elemento di verifica il valore minimo del coefficiente di sicurezza relativamente alle verifiche visualizzabili per tale elemento. Il valore è adimensionale.

Verifica a flessione: Visualizza per ciascun elemento di verifica il valore minimo del coefficiente di sicurezza a flessione tra tutte le verifiche a flessione condotte per tale elemento. Il valore è adimensionale.

Verifica a taglio: Visualizza per ciascun elemento di verifica il valore minimo del coefficiente di sicurezza a taglio tra tutte le verifiche a taglio condotte per tale elemento. Il valore è adimensionale.

Verifica di portanza: Visualizza per ciascun elemento di verifica di fondazione il valore minimo del coefficiente di sicurezza per portanza. Il valore è adimensionale.

Verifica di scorrimento: Visualizza per ciascun elemento di verifica di fondazione il valore minimo del coefficiente di sicurezza per scorrimento. Il valore è adimensionale.

Verifica	Sicurezza minima	Verifica a flessione	Verifica a taglio	Verifica di portanza	Verifica di scorrimento
Trave a "C" X7-Y7	1.002	1.01	1.002		
Trave di fondazione a "F" X6-Y6	1.721	1.721	3.646	1.834	2.415
Trave di fondazione a "F" X1-Y1	1.075	1.075	2.453	1.081	1.802
Trave di fondazione a "F" X4-Y4	1.837	2.004	3.664	1.837	2.458
Trave di fondazione a "F" X5-Y5	1.83	2.033	3.615	1.83	2.377
Trave di fondazione a "F" X7-Y7	1.077	1.077	2.453	1.082	1.811
Trave a "C" X1-Y1	1.002	1.01	1.002		
Trave di fondazione a "F" X3-Y3	1.833	2.033	3.615	1.833	2.375
Trave di fondazione a "F" X7-X1	1.097	2.245	1.617	1.097	3.117
Trave a "C" Y7-Y1	1.035	4.397	1.035		
Trave di fondazione a "F" X2-Y2	1.721	1.721	3.647	1.84	2.394
Trave di fondazione a "F" Y7-Y1	1.04	2.989	2.144	1.04	3.251
Trave a "C" X7-X1	1.035	4.536	1.035		

4.3.2.3 Verifiche orditura principale copertura in legno lamellare – T 20 x 120 – GL28 h

DATI DI PROGETTO

Caratteristiche geometriche

Luce di calcolo:	L	=	13830	[mm]
Interasse tra le travi principali:	i	=	4820	[mm]
Base della sezione:	b	=	200	[mm]
Altezza della sezione:	h	=	1200	[mm]
Area sezione :	A	=	240000	[mm ²]
Modulo di resistenza :	W _y	=	4.800E+07	[mm ³]
	W _z	=	8.000E+06	[mm ³]
Momento d'inerzia :	J _y	=	2.880E+10	[mm ⁴]
	J _z	=	8.000E+08	[mm ⁴]

Carichi

1) Peso proprio travi principali:			0.20	[kN/m ²]
2) Peso proprio piastrelle / assito:			0.30	[kN/m ²]
Peso proprio del pacchetto strutturale:	G _{k,1}	=	0.50	[kN/m ²]
1) Sottofondo:			0.00	[kN/m ²]
2) Pavimento:			0.00	[kN/m ²]
3) Tramezzi:			0.00	[kN/m ²]
4) Isolante			0.00	[kN/m ²]
5) Altri permanenti:			0.85	[kN/m ²]
Carichi non strutturali e portati:	G _{k,2}	=	0.85	[kN/m ²]
Carico variabile:	Q _k	=	1.27	[kN/m ²]

Caratteristiche del materiale

Materiale :

Legno lamellare incollato

Classe di resistenza (Gruppo EN338 / EN 11035) :

GL28h

Classe di servizio :

Classe di servizio 2

– Classe di servizio 2: è caratterizzata da un'umidità dei materiali in equilibrio con ambiente a una temperatura di 20°C e un'umidità relativa dell'aria circostante che superi l'85% solo per poche settimane all'anno. Possono appartenere a tale classe gli elementi lignei posti all'esterno degli edifici ma protetti, almeno parzialmente, dalle intemperie e dall'irraggiamento solare

Coefficiente parziale per il materiale :

 γ_M

=

1.45

[-]

Coefficiente di deformazione :

 k_{def}

=

0.80

[-]

Combinazione I - perm. + acc.

Permanente (più di 10 anni) - Peso proprio

 $k_{mod,I}$

=

0.60

Combinazione II - perm.

Breve durata (meno di 1 settimana) - Neve

 $k_{mod,II}$

=

0.90

Valori caratteristici			Valori di progetto		$k_{mod,I}$ 0.60	$k_{mod,II}$ 0.90	
$f_{m,k}$	[MPa]	28.00	$f_{m,d}$	[MPa]	11.59	17.38	Flessione
$f_{t,0,k}$	[MPa]	19.50	$f_{t,0,d}$	[MPa]	8.07	12.10	Trazione parallela alle fibre
$f_{t,90,k}$	[MPa]	0.45	$f_{t,90,d}$	[MPa]	0.19	0.28	Trazione ortogonale alle fibre
$f_{c,0,k}$	[MPa]	26.50	$f_{c,0,d}$	[MPa]	10.97	16.45	Compress. parallela alle fibre
$f_{c,90,k}$	[MPa]	3.00	$f_{c,90,d}$	[MPa]	1.24	1.86	Compress. ortogonale alle fibre
$f_{v,k}$	[MPa]	3.20	$f_{v,d}$	[MPa]	1.32	1.99	Taglio

Rigidezza

Modulo elastico parallelo medio

 $E_{0,mean}$

=

12600

[MPa]

Modulo elastico ortogonale medio

 $E_{90,mean}$

=

420

[MPa]

Modulo elastico parallelo caratteristico

 $E_{0,0.5}$

=

10200

[MPa]

Modulo elastico tangenziale medio

 G_{mean}

=

780

[MPa]

Massa

Massa volumica caratteristica

 ρ_k

=

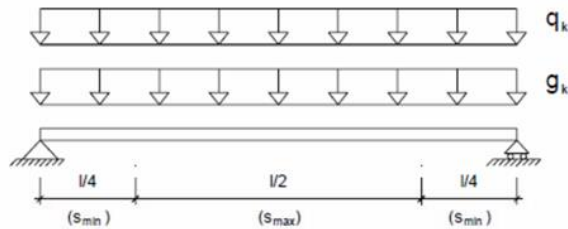
4.10

[kN/m³]

VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Carichi permanenti	γ_{G1}	=	1.30
Carichi permanenti non strutturali	γ_{G2}	=	1.50
Carichi variabili	γ_Q	=	1.50

Combinazione di carico	carico F_d [kN/m]	M_d [kNm]	V_d [kN]	σ_d [MPa]	$f_{m,d}$ [MPa]	τ_d [MPa]	$f_{v,d}$ [MPa]	NOTE
I perm+acc.	18.49	441.99	127.83	9.21	11.59	0.80	1.32	Verificato
II perm.	9.30	222.46	64.34	4.63	17.38	0.40	1.99	Verificato



VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO

Si devono effettuare verifiche di deformazione istantanea e differita, nell'ipotesi di controfreccia nulla.

Limite freccia istantanea :	L/300	$u_{2,ist,lim}$	=	46.10	[mm]
Limite freccia differita :	L/200	$u_{net,fin,lim}$	=	69.15	[mm]
Coefficiente riduttivo k_{def}		ψ_2	=	0.20	[-]
Coefficiente		χ	=	1.20	[-]

Freccia istantanea (carichi permanenti) :	$u_{1,ist}$	=	9.57	[mm]
Freccia istantanea (carichi variabili) :	$u_{2,ist}$	=	8.97	[mm]
Freccia netta finale :	$u_{net,fin}$	=	27.63	[mm]

$u_{2,ist}$	=	8.97	[mm]	<	$u_{2,ist,lim}$	=	46.10	[mm]	Verificato
$u_{net,fin}$	=	27.63	[mm]	<	$u_{net,fin,lim}$	=	69.15	[mm]	Verificato

$$u_{1,ist} = \frac{5}{384} \frac{g_k \cdot L^4}{E_{0,mean} \cdot J} + \chi \frac{g_k \cdot L^2}{8G_{mean} \cdot A}$$

$$u_{2,ist} = \frac{5}{384} \frac{q_k \cdot L^4}{E_{0,mean} \cdot J} + \chi \frac{q_k \cdot L^2}{8G_{mean} \cdot A}$$

$$u_{net,fin} = u_{1,ist} \cdot (1 + k_{def}) + u_{2,ist} \cdot (1 + \psi_2 \cdot k_{def})$$

4.3.2.4 Verifiche orditura secondaria copertura in legno lamellare – T 12 x 20 – GL28 h

DATI DI PROGETTO

Caratteristiche geometriche

Luce di calcolo:	L	=	4820	[mm]
Interasse tra le travi principali:	i	=	750	[mm]
Base della sezione:	b	=	120	[mm]
Altezza della sezione:	h	=	200	[mm]
Area sezione :	A	=	24000	[mm ²]
Modulo di resistenza :	W _y	=	8.000E+05	[mm ³]
	W _z	=	4.800E+05	[mm ³]
Momento d'inerzia :	J _y	=	8.000E+07	[mm ⁴]
	J _z	=	2.880E+07	[mm ⁴]

Carichi

1) Peso proprio travi principali:			0.13	[kN/m ²]
2) Peso proprio pianelle / assito:			0.25	[kN/m ²]
Peso proprio del pacchetto strutturale:	G _{k,1}	=	0.38	[kN/m ²]
1) Sottofondo:			0.00	[kN/m ²]
2) Pavimento:			0.00	[kN/m ²]
3) Tramezzi:			0.00	[kN/m ²]
4) Isolante			0.00	[kN/m ²]
5) Altri permanenti:			0.85	[kN/m ²]
Carichi non strutturali e portati:	G _{k,2}	=	0.85	[kN/m ²]
Carico variabile:	Q _k	=	1.27	[kN/m ²]

Caratteristiche del materiale

Materiale :

Legno lamellare incollato

Classe di resistenza (Gruppo EN338 / EN 11035) :

GL28h

Classe di servizio :

Classe di servizio 2

– Classe di servizio 2: è caratterizzata da un'umidità dei materiali in equilibrio con ambiente a una temperatura di 20°C e un'umidità relativa dell'aria circostante che superi l'85% solo per poche settimane all'anno. Possono appartenere a tale classe gli elementi lignei posti all'esterno degli edifici ma protetti, almeno parzialmente, dalle intemperie e dall'irraggiamento solare

Coefficiente parziale per il materiale :

 γ_M

=

1.45

[-]

Coefficiente di deformazione :

 k_{def}

=

0.80

[-]

Combinazione I - perm. + acc.

Permanente (più di 10 anni) - Peso proprio

 $k_{mod,I}$

=

0.60

Combinazione II - perm.

Breve durata (meno di 1 settimana) - Neve

 $k_{mod,II}$

=

0.90

Valori caratteristici			Valori di progetto		$k_{mod,I}$ 0.60	$k_{mod,II}$ 0.90	
$f_{m,k}$	[MPa]	28.00	$f_{m,d}$	[MPa]	11.59	17.38	Flessione
$f_{t,0,k}$	[MPa]	19.50	$f_{t,0,d}$	[MPa]	8.07	12.10	Trazione parallela alle fibre
$f_{t,90,k}$	[MPa]	0.45	$f_{t,90,d}$	[MPa]	0.19	0.28	Trazione ortogonale alle fibre
$f_{c,0,k}$	[MPa]	26.50	$f_{c,0,d}$	[MPa]	10.97	16.45	Compress. parallela alle fibre
$f_{c,90,k}$	[MPa]	3.00	$f_{c,90,d}$	[MPa]	1.24	1.86	Compress. ortogonale alle fibre
$f_{v,k}$	[MPa]	3.20	$f_{v,d}$	[MPa]	1.32	1.99	Taglio

Rigidezza

Modulo elastico parallelo medio

 $E_{0,mean}$

=

12600

[MPa]

Modulo elastico ortogonale medio

 $E_{90,mean}$

=

420

[MPa]

Modulo elastico parallelo caratteristico

 $E_{0,0.5}$

=

10200

[MPa]

Modulo elastico tangenziale medio

 G_{mean}

=

780

[MPa]

Massa

Massa volumica caratteristica

 ρ_k

=

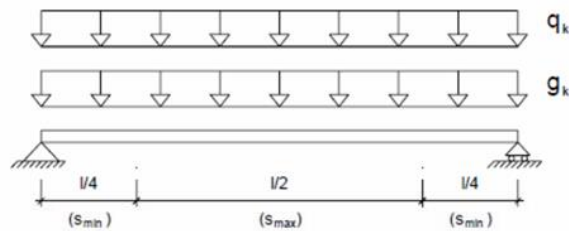
4.10

[kN/m³]

VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Carichi permanenti	γ_{G1}	=	1.30
Carichi permanenti non strutturali	γ_{G2}	=	1.50
Carichi variabili	γ_Q	=	1.50

Combinazione di carico	carico F_d [kN/m]	M_d [kNm]	V_d [kN]	σ_d [MPa]	$f_{m,d}$ [MPa]	τ_d [MPa]	$f_{v,d}$ [MPa]	NOTE
I perm+acc.	2.76	8.01	6.64	10.01	11.59	0.42	1.32	Verificato
II perm.	1.33	3.86	3.20	4.82	17.38	0.20	1.99	Verificato



VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO

Si devono effettuare verifiche di deformazione istantanea e differita, nell'ipotesi di controfreccia nulla.

Limite freccia istantanea :	<input type="text" value="L/300"/>	$u_{2,ist,lim}$	=	16.07	[mm]
Limite freccia differita :	<input type="text" value="L/200"/>	$u_{net,fin,lim}$	=	24.10	[mm]
Coefficiente riduttivo k_{def}		ψ_2	=	0.20	[-]
Coefficiente		χ	=	1.20	[-]

Freccia istantanea (carichi permanenti) :	$u_{1,ist}$	=	6.61	[mm]
Freccia istantanea (carichi variabili) :	$u_{2,ist}$	=	6.82	[mm]
Freccia netta finale :	$u_{net,fin}$	=	19.81	[mm]

$u_{2,ist}$	=	6.82	[mm]	<	$u_{2,ist,lim}$	=	16.07	[mm]	Verificato
$u_{net,fin}$	=	19.81	[mm]	<	$u_{net,fin,lim}$	=	24.10	[mm]	Verificato

$$u_{1,ist} = \frac{5}{384} \frac{g_k \cdot L^4}{E_{0,mean} \cdot J} + \chi \frac{g_k \cdot L^2}{8G_{mean} \cdot A}$$

$$u_{2,ist} = \frac{5}{384} \frac{q_k \cdot L^4}{E_{0,mean} \cdot J} + \chi \frac{q_k \cdot L^2}{8G_{mean} \cdot A}$$

$$u_{net,fin} = u_{1,ist} \cdot (1 + k_{def}) + u_{2,ist} \cdot (1 + \psi_2 \cdot k_{def})$$

4.4. *LASTRICO SOLARE*

Si riportano le immagini rappresentanti il modello FEM realizzato per il calcolo e la verifica della struttura del lastrico solare.

Si tratta di una struttura in acciaio S275 con copertura in pannelli ISOPAN, a pianta rettangolare semplice.

La struttura sarà collocata sulla copertura degli edifici E1 e E2.

4.4.1 Risultati globali

La valutazione della sicurezza globale e il progetto degli elementi strutturali sono stati condotti tramite i risultati ottenuti dall' analisi dinamica lineare.

Di seguito si riportano le forme di vibrare dei modi principali e gli spostamenti e le sollecitazioni significative per la struttura oggetto di calcolo.

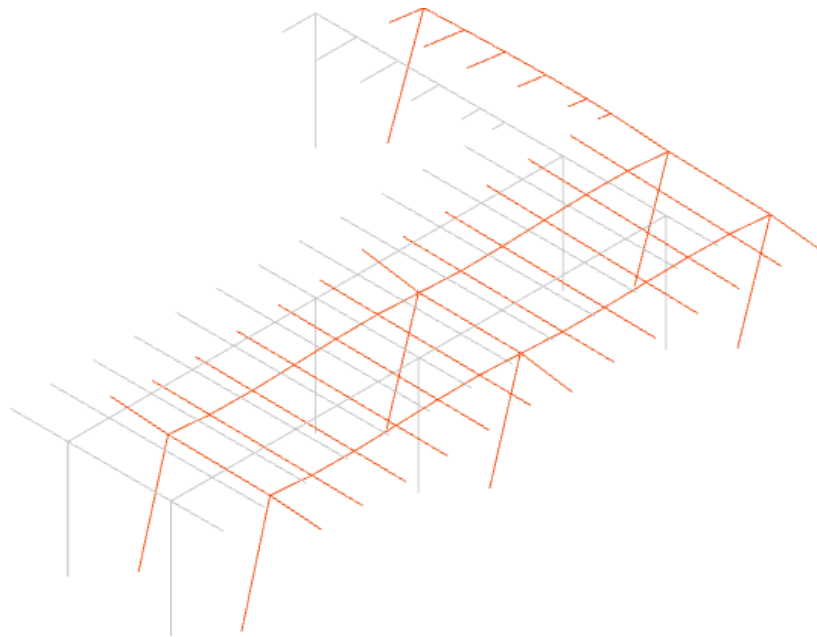


Figura 33 Deformata primo modo di vibrare

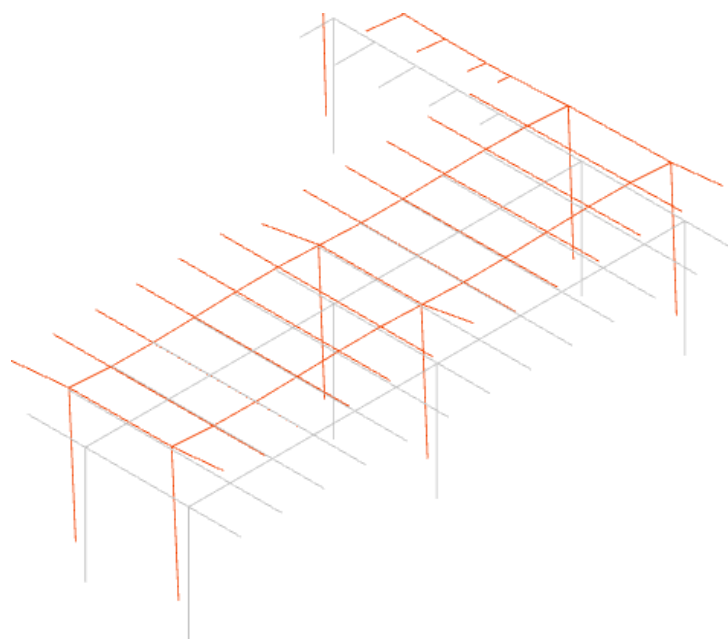


Figura 34 Deformata secondo modo di vibrare

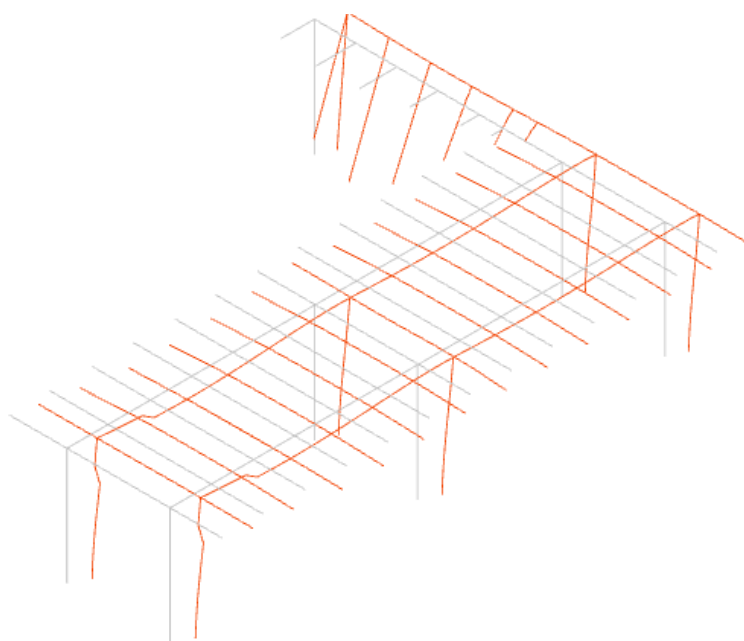


Figura 35 Spostamenti SLV Y

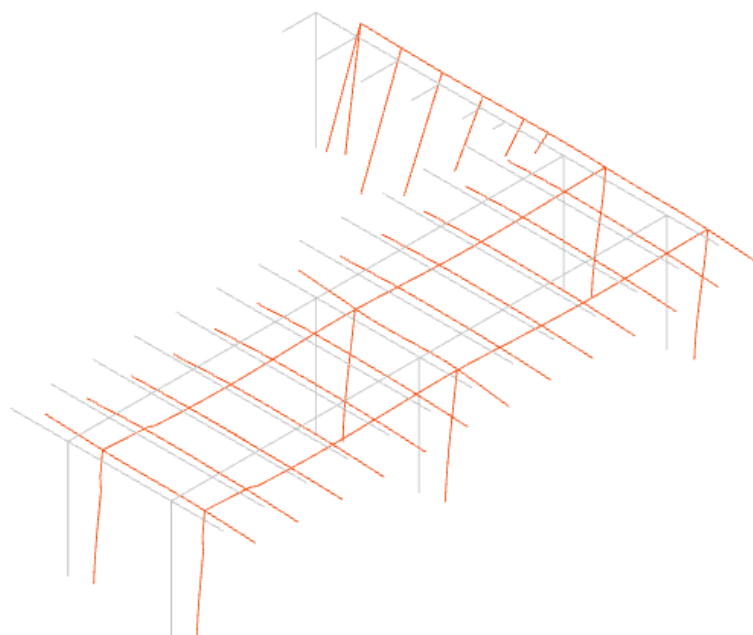
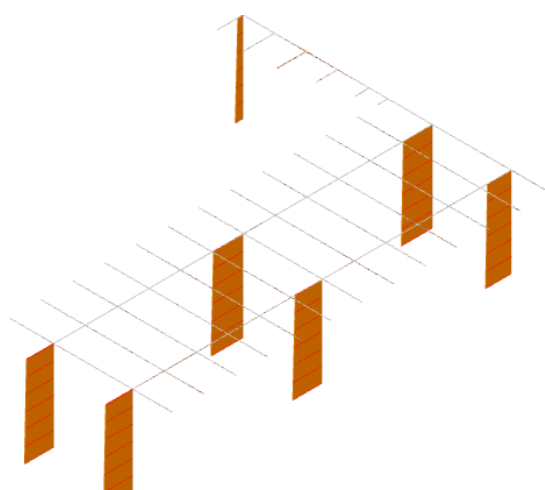


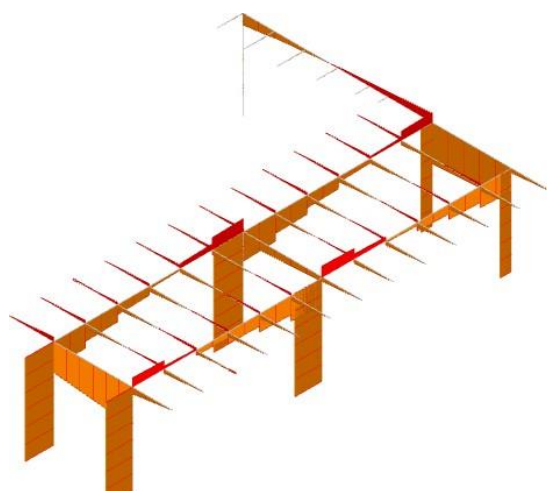
Figura 36 Spostamenti SLV X



	da 1000 a 500
	da 500 a 0
	da 0 a -500
	da -500 a -1000
	da -1000 a -1500
	da -1500 a -2000
	da -2000 a -2500
	da -2500 a -3000
	da -3000 a -3500
	da -3500 a -4000

[kN]

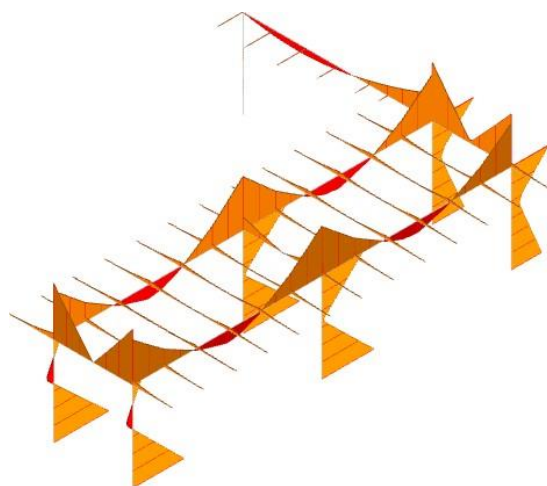
Figura 37 Sforzo assiale



da 400 a 200
da 200 a 0
da 0 a -200
da -200 a -400
da -400 a -600
da -600 a -800
da -800 a -1000
da -1000 a -1200
da -1200 a -1400
da -1400 a -1600

[kN]

Figura 38 Taglio



da 1000 a 500
da 500 a 0
da 0 a -500
da -500 a -1000
da -1000 a -1500
da -1500 a -2000
da -2000 a -2500
da -2500 a -3000
da -3000 a -3500
da -3500 a -4000

[kN*m]


Figura 39 Momento flettente

4.4.2 Risultati verifiche

Si riportano in forma grafica e tabellare i risultati coefficienti di sicurezza minimi ottenuti dalle verifiche eseguite sulla struttura oggetto di calcolo

4.4.2.1 Verifiche colonne – TUB 160x160x10

VERIFICHE DI RESISTENZA E STABILITA' PER PROFILI CAVI A SEZIONE QUADRA - RETTANGOLARE																	
Dati INPUT						Dati OUTPUT											
Caratteristiche acciaio						Dati geometrici											
Qualità acciaio:	UNI EN 10219 S 275 H																
	Dimensione lati		Spessore	Classe della sezione	Area sezione trasversale	Momenti di inerzia			Momenti resistenti elastici		Momenti resistenti plastici		Massa per unità di lunghezza	Superf. per unità di lunghezza	Lunghezza per tonnellata		
f_{yk} =	275	[Mpa]	H	B	T	1	A	I _{yy}	I _{zz}	W _{elyy}	W _{elzz}	W _{plyy}	W _{plzz}	M	As	L/1t	
f_{tk} =	430	[Mpa]	[mm]	[mm]	[mm]		[cm ²]	[cm ⁴]	[cm ⁴]	[cm ³]	[cm ³]	[cm ³]	[cm ³]	[kg/m]	[m ² /m]	[m]	
			160.0	160.0	10.0		56.57	2047.67	2047.67	255.96	255.96	310.95	310.95	44.40	0.60	22.52	
Geometria sezione						Verifiche secondo NTC2018 - §4.2											
H =	160.0	[mm]	Verifica a trazione (4.2.4.1.2.1)			N _{p,Rd} =	1481.50	N _{Ed} / N _{p,Rd} =									
B =	160.0	[mm]	Verifica a compressione (4.2.4.1.2.2)			N _{c,Rd} =	1481.50	N _{Ed} / N _{c,Rd} = 0.05									verifica soddisfatta
t =	10.0	[mm]															
Lunghezza e vincoli asta																	
L =	3.40	[m]	Verifica a flessione retta (4.2.4.1.2.3 - 4.2.4.1.2.6)			M _{c,y,Rd} =	81.44	M _{y,Ed} / M _{c,y,Rd} = 0.35									verifica soddisfatta
β _y =	0.50	[-]				M _{c,z,Rd} =	81.44	M _{z,Ed} / M _{c,z,Rd} = 0.33									verifica soddisfatta
β _z =	0.50	[-]															
Sollecitazioni agenti						Verifica a taglio (4.2.4.1.2.4)			V _{c,Rd} =	427.67	V _{Ed} / V _{c,Rd} = 0.03			verifica soddisfatta			
N _{Ed} =	-72.37	[kN]	Verifica a presso/tenso-flessione retta (4.2.4.1.2.7 - 4.2.4.1.2.9)			Set. Classe 1-2	M _{N,y,Rd} =	81.44	M _{Ed} / M _{N,y,Rd} = 0.35			verifica soddisfatta					
V _{Ed} =	11.00	[kN]					M _{N,z,Rd} =	81.44	M _{Ed} / M _{N,z,Rd} = 0.33			verifica soddisfatta					
M _{y,Ed} =	28.54	[kNm]				Set. Classe 3	σ _{x,M_{y,Ed}} =	f _{yEd} =									
M _{z,Ed} =	26.53	[kNm]					σ _{x,M_{z,Ed}} =	f _{zEd} =									
ψ _y =	-1.00		Verifica a presso/tenso-flessione biassiale (4.2.4.1.2.8 - 4.2.4.1.2.9)			Set. Classe 1-2	M _{N,y,Rd} =	81.44	(M _{y,Ed} / M _{N,y,Rd}) ² + (M _{z,Ed} / M _{N,z,Rd}) ² = 0.33			verifica soddisfatta					
ψ _z =	-1.00						M _{N,z,Rd} =	81.44									
						Set. Classe 3	σ _{x,Ed} =	f _{yEd} =									
						Verifica stabilità membrature compresse (4.2.4.1.3.1)			N _{b,Rd} =	1386.85	χ _{min} = 0.94			N _{Ed} / N _{b,Rd} = 0.05	verifica soddisfatta		
						Verifica stabilità membrature presso-inflesse (4.2.4.1.3.3)			$\frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{min} \cdot f_{yk} \cdot A} + \frac{M_{y,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{f_{yk} \cdot W_y \cdot \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}\right)} + \frac{M_{z,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{f_{yk} \cdot W_z \cdot \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}\right)} =$						0.73	verifica soddisfatta	



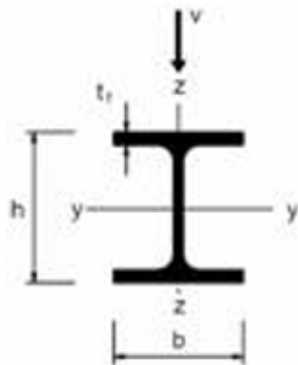
Fondazione
Promozione Acciaio
CRESCERE L'ACCIAIO, CRESCERE IL PAESE.

4.4.2.2 Verifiche travi principali – HEA 160

IPE - HE - HL = verifica di resistenza a flessione retta			
(Flessione nel piano dell'anima)			
$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1,0 \quad M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} f_{yk}}{\gamma_{M0}}$		M_{Ed} = momento flettente di calcolo $M_{pl,Rd}$ = momento resistente	
		W_{pl} = modulo resistente plastico f_{yk} = tensione caratteristica a snervamento γ_{M0} = coefficiente di sicurezza	
INPUT			
Definizione dell'azione sollecitante	M = 43.84 [kNm]		
Scelta del profilo	HE 160 A		
Classe dell'acciaio	S275JO - S275JR - S275J2		
OUTPUT			
(VERIFICA Punto 4.2.4.1.2.3 NTC 2018)			
$M_{Ed} =$	43.84 [kNm]	$M_{Ed} / M_{c,Rd}$	0.68
$M_{c,Rd} =$	64.19 [kNm]	Verifica soddisfatta	

IPE - HE - HL = verifica di resistenza a taglio

(Taglio parallelo all'anima)



$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1,0 \quad V_{c,Rd} = \frac{A_v(f_{yk} / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} \quad A_v = A - 2bt_f + (t_w + 2r)t_f$$

V_{Ed} = azione tagliante di calcolo
 $V_{c,Rd}$ = resistenza di calcolo
 A_v = area resistente a taglio
 f_{yk} = tensione caratteristica a snervamento
 γ_{M0} = coefficiente di sicurezza

INPUT

Definizione dell'azione sollecitante $V = 29.76$ [kN]

Scelta del profilo

Classe dell'acciaio

OUTPUT

(VERIFICA Punto 4.2.4.1.2.4 NTC 2018)

$V_{Ed} =$	29.76 [kN]	$V_{Ed} / V_{pl,Rd} =$	0.15	Verifica soddisfatta
$V_{pl,Rd} =$	199.75 [kN]			

4.4.2.3 .Verifiche travi principali – IPE 100

IPE - HE - HL = verifica di resistenza a flessione retta

(Flessione nel piano dell'anima)

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1,0 \quad M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl}f_{yk}}{\gamma_{M0}} \quad \begin{matrix} M_{Ed} = \text{momento flettente di} \\ \text{calcolo} \\ M_{pl,Rd} = \text{momento resistente} \end{matrix}$$

W_{pl} = modulo resistente plastico
 f_{yk} = tensione caratteristica a snervamento
 γ_{M0} = coefficiente di sicurezza

INPUT

Definizione dell'azione sollecitante $M = 4.58$ [kNm]

Scelta del profilo

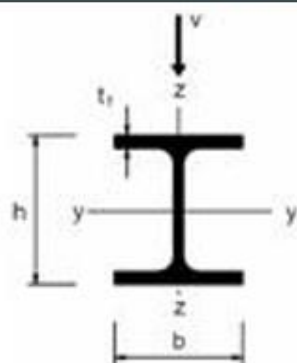
Classe dell'acciaio

OUTPUT

(VERIFICA Punto 4.2.4.1.2.3 NTC 2018)

$M_{Ed} =$	4.58 [kNm]	$M_{Ed} / M_{c,Rd} =$	0.29	Verifica soddisfatta
$M_{c,Rd} =$	15.91 [kNm]			

IPE - HE - HL = verifica di resistenza a taglio



(Taglio parallelo all'anima)

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1,0 \quad V_{c,Rd} = \frac{A_v(f_{yk} / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}}$$

$$A_v = A - 2bt_f + (t_w + 2r)t_f$$

V_{Ed} = azione tagliante di calcolo
 $V_{c,Rd}$ = resistenza di calcolo
 A_v = area resistente a taglio
 f_{yk} = tensione caratteristica a snervamento
 γ_{M0} = coefficiente di sicurezza

INPUT

Definizione dell'azione sollecitante

V = [kN]

Scelta del profilo

Classe dell'acciaio

OUTPUT

(VERIFICA Punto 4.2.4.1.2.4 NTC 2018)

V_{Ed} = 5.16 [kN]

$V_{Ed} / V_{pl,Rd}$ = 0.07

$V_{pl,Rd}$ = 76.84 [kN]

Verifica soddisfatta

4.5. MURO DI SOSTEGNO PERIMETRALE

Si riportano le immagini rappresentanti il modello FEM realizzato per il calcolo e la verifica del muro di sostegno perimetrale.

Si tratta di una struttura a pareti in c.a su una paratia di pali di diametro pari a 60 cm innestati sotto un plinto per una profondità di 8 m con un interasse pari a 240 cm. In testa alla paratia, sotto il muro di sostegno, è presente un cordolo in c.a. di dimensioni 80 x 80 cm.

Una porzione del muro, passante sotto l'edificio E1 è realizzata a mensola senza l'installazione di pali.

4.5.1 Risultati globali

La valutazione della sicurezza globale e il progetto degli elementi strutturali sono stati condotti tramite i risultati ottenuti dall'analisi dinamica lineare.

Di seguito si riportano le forme di vibrare dei modi principali e gli spostamenti e le sollecitazioni significative per la struttura oggetto di calcolo.

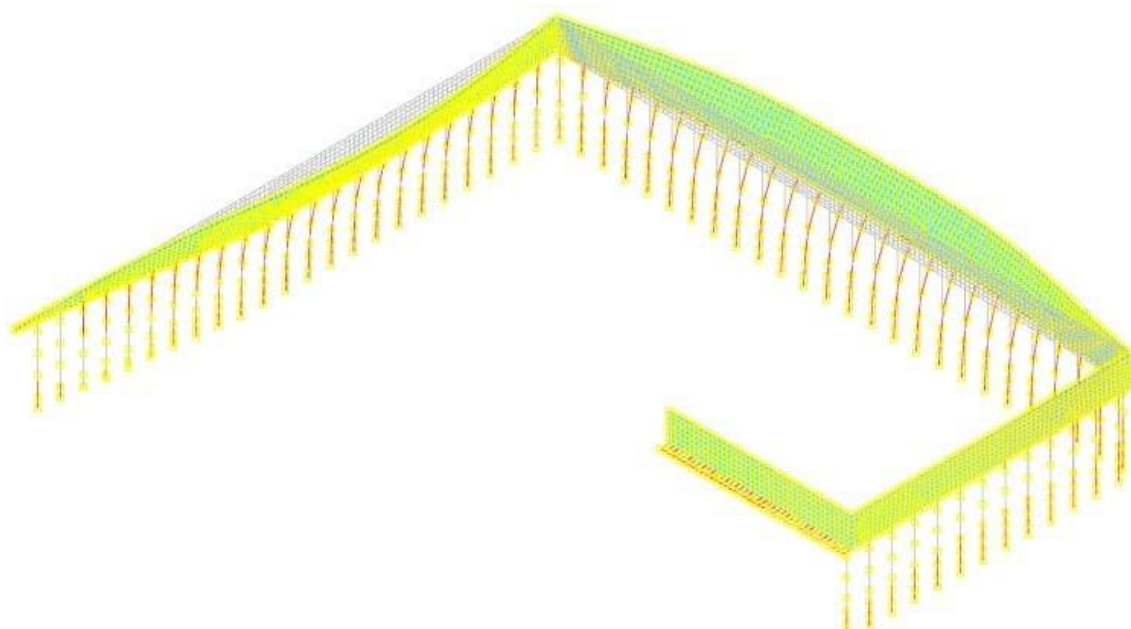


Figura 40 Deformata primo modo di vibrare : $T_y = 0.078$ s

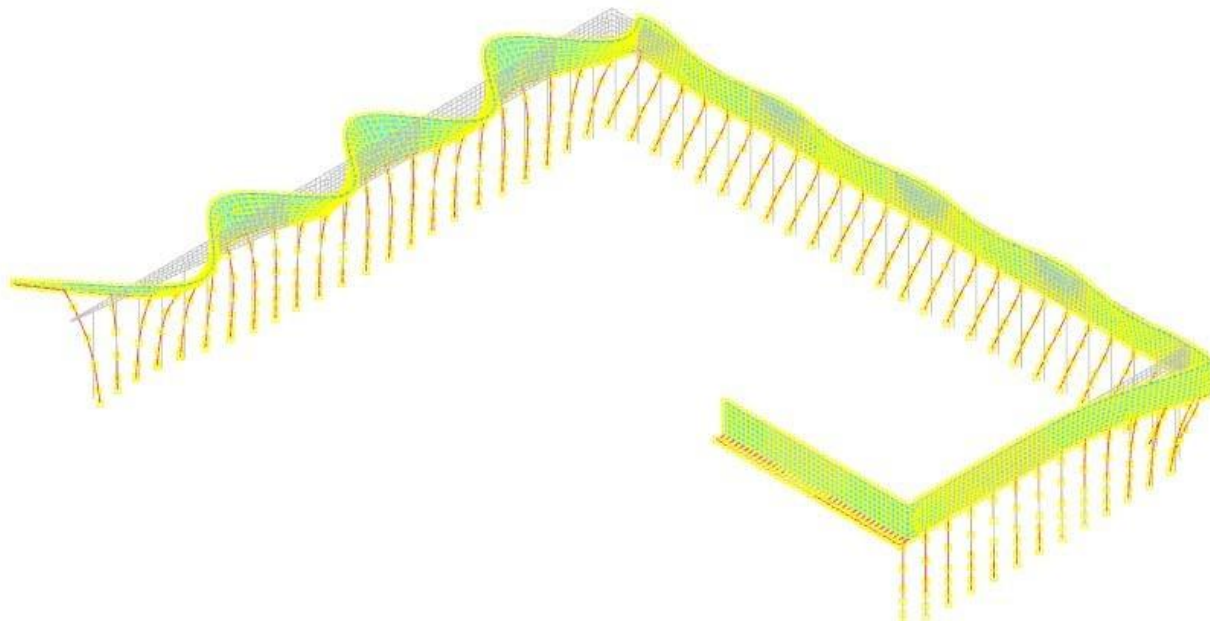


Figura 41 Deformata secondo modo di vibrare : $T_y = 0.023$ s

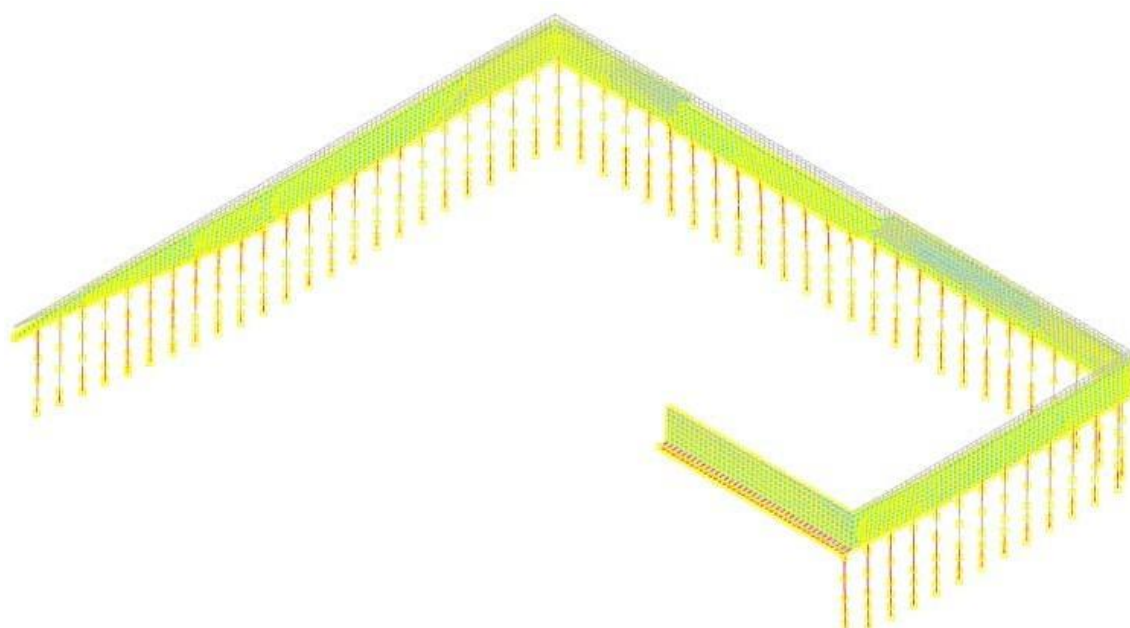


Figura 42 Spostamenti SLV Y

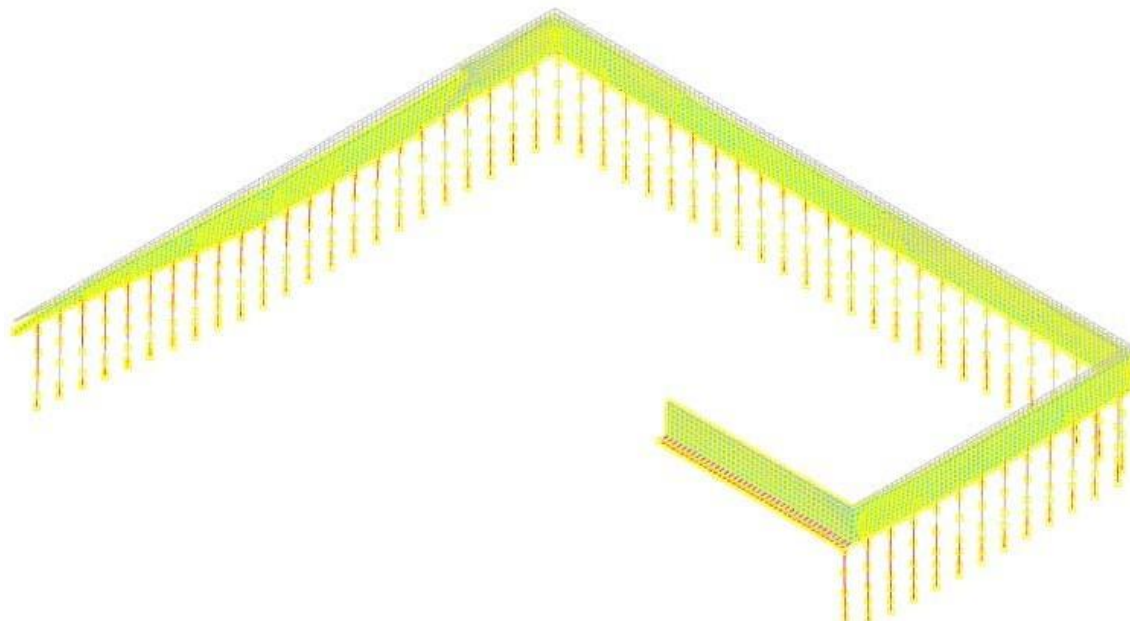
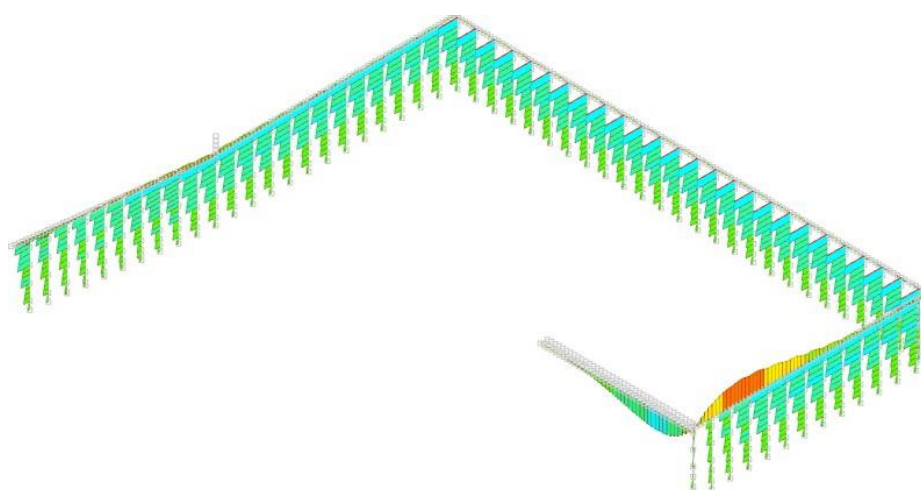


Figura 43 Spostamenti SLV Y



	da 250 a 200
	da 200 a 150
	da 150 a 100
	da 100 a 50
	da 50 a 0
	da 0 a -50
	da -50 a -100
	da -100 a -150
	da -150 a -200
	da -200 a -250

[kN]

Figura 44 Sforzo assiale

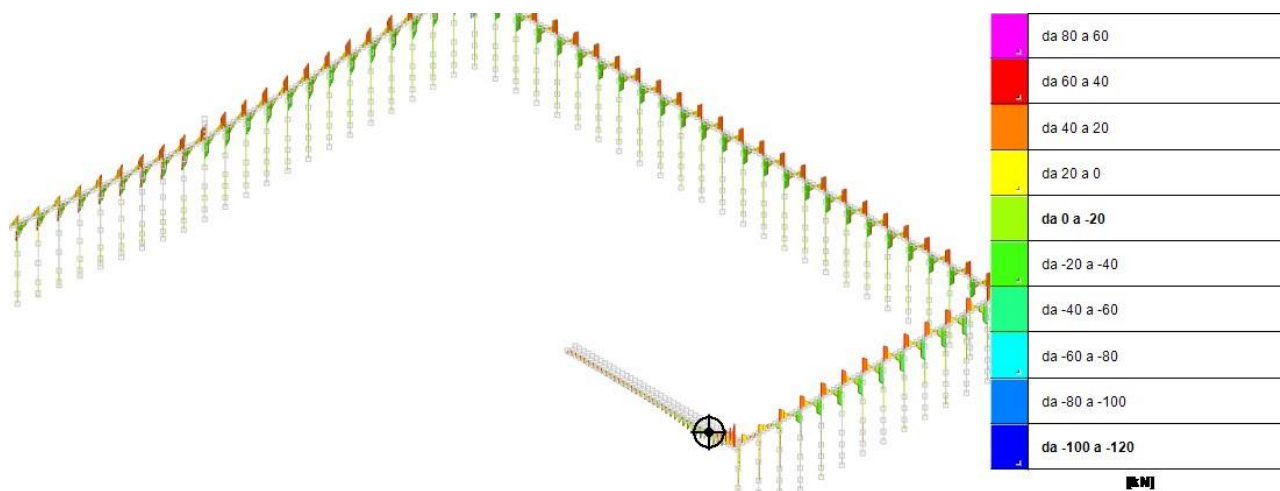


Figura 45 Taglio

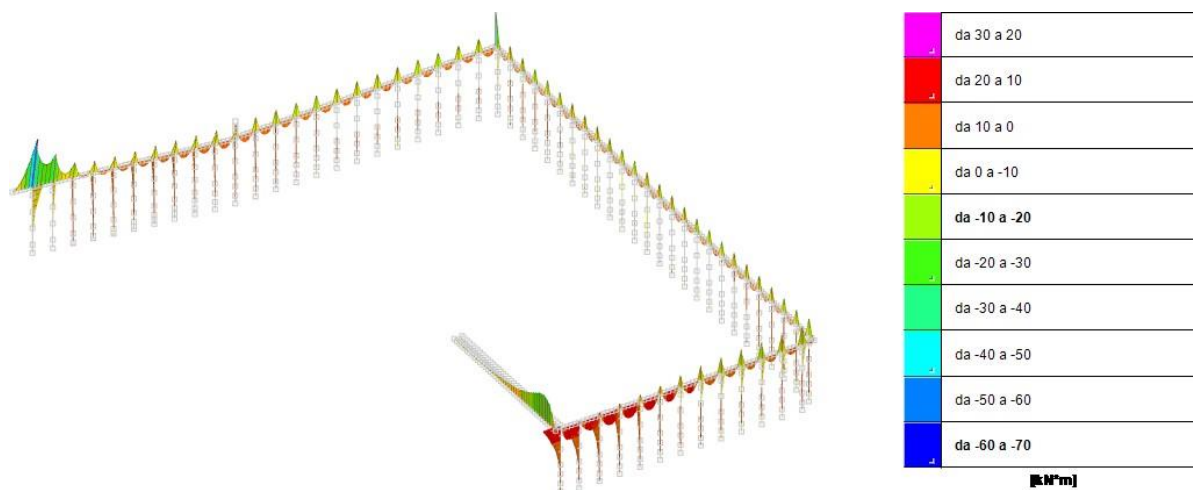


Figura 46 Momento flettente

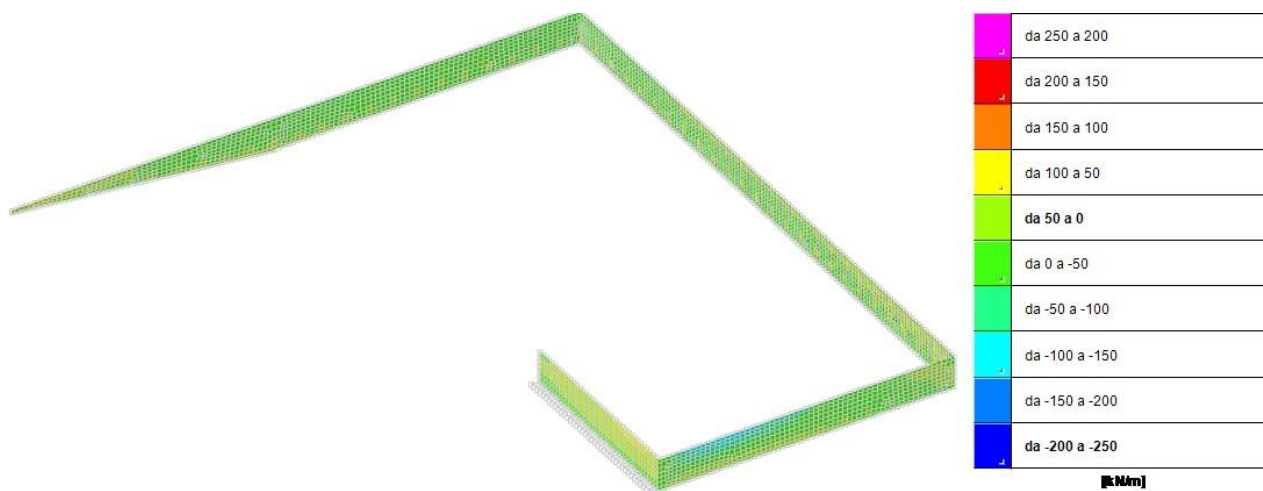


Figura 47 Taglio pareti

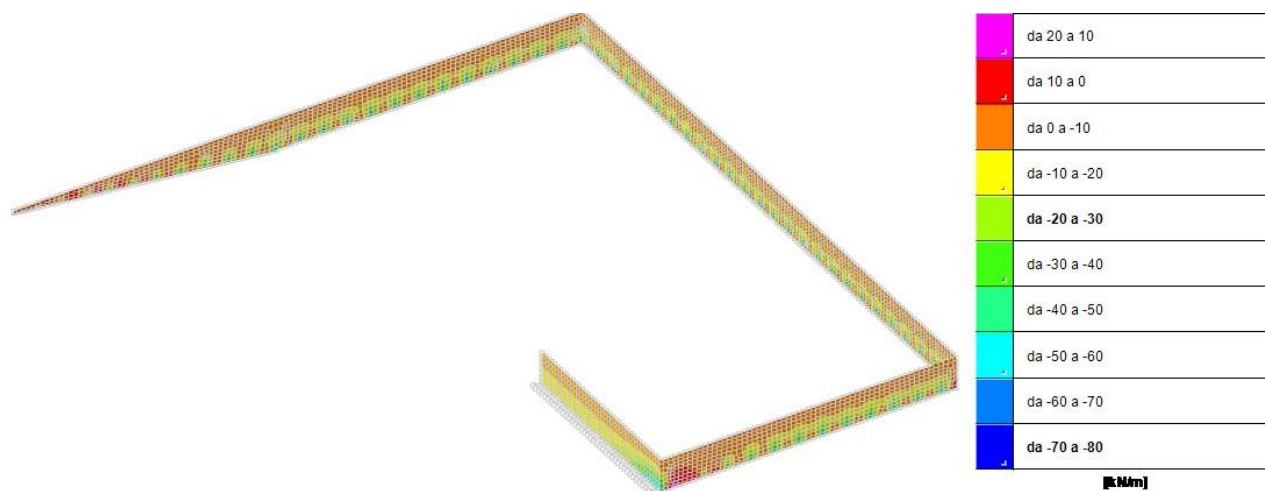


Figura 48 Sforzo assiale pareti

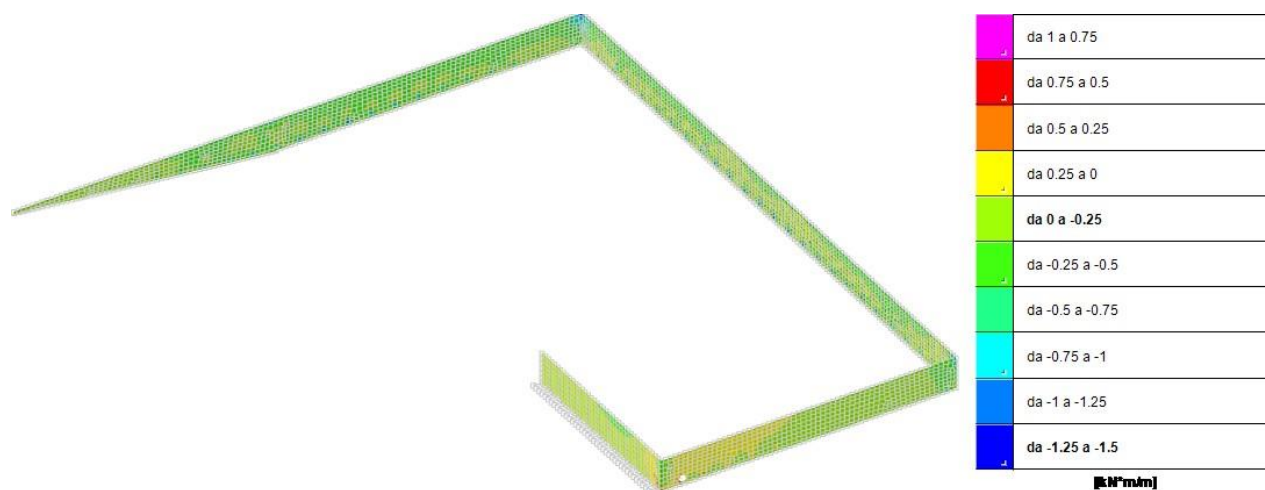


Figura 49 Momento flettente verticale pareti

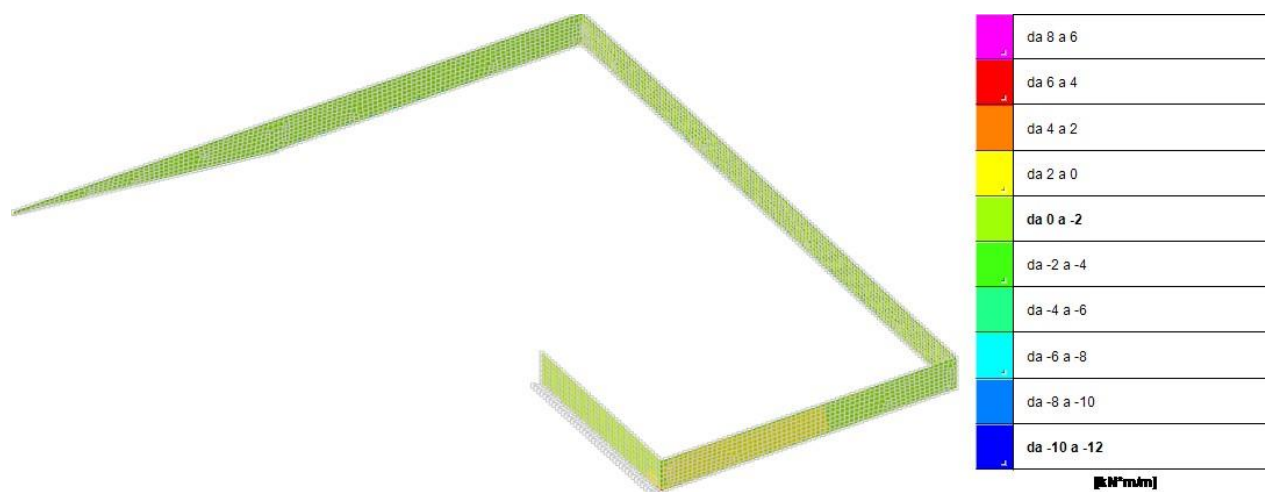


Figura 50 Momento flettente orizzontale pareti

4.5.2 Risultati verifiche

Si riportano in forma grafica e tabellare i risultati coefficienti di sicurezza minimi ottenuti dalle verifiche eseguite sulla struttura oggetto di calcolo

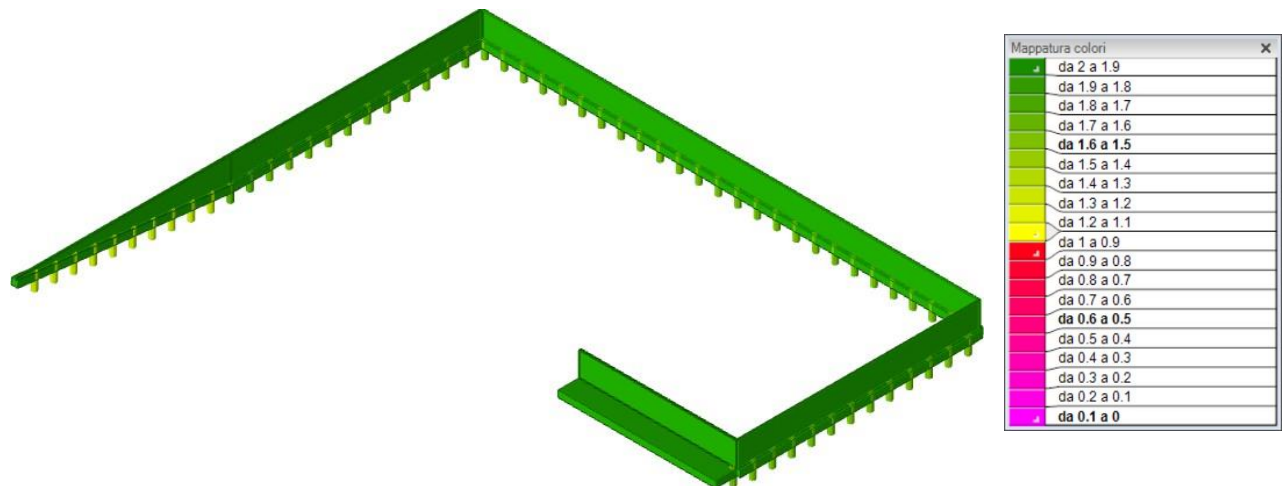


Figura 51 Coefficienti di sicurezza minimi per i vari elementi strutturali

4.5.2.1 Verifiche consuntive travate C.A.

Verifica: Descrizione della verifica relativa che ne consente l'individuazione all'interno della struttura.

Sicurezza minima: Visualizza per ciascun elemento di verifica il valore minimo del coefficiente di sicurezza relativamente alle verifiche visualizzabili per tale elemento. Il valore è adimensionale.

Verifica a flessione: Visualizza per ciascun elemento di verifica il valore minimo del coefficiente di sicurezza a flessione tra tutte le verifiche a flessione condotte per tale elemento. Il valore è adimensionale.

Verifica a taglio: Visualizza per ciascun elemento di verifica il valore minimo del coefficiente di sicurezza a taglio tra tutte le verifiche a taglio condotte per tale elemento. Il valore è adimensionale.

Verifica di portanza: Visualizza per ciascun elemento di verifica di fondazione il valore minimo del coefficiente di sicurezza per portanza. Il valore è adimensionale.

Verifica di scorrimento: Visualizza per ciascun elemento di verifica di fondazione il valore minimo del coefficiente di sicurezza per scorrimento. Il valore è adimensionale.

Verifica	Sicurezza minima	Verifica a flessione	Verifica a taglio	Verifica di portanza	Verifica di scorrimento
Trave di fondazione a "ST" (4208; 2620)-(6138; 2620)	5.933			5.933	83.116
Trave a "Falda 1" (0; 0)-(0; 2638)	259.988				
Trave a "ST" (0; 2638)-(0; 5720)	1335.527				
Trave a "ST" (0; 5720)-(6138; 5680)	1699.717				
Trave a "ST" (6138; 2710)-(6138; 5680)	518.828				

4.5.2.2 Verifiche consuntive pareti C.A.

Verifica: Descrizione della verifica relativa che ne consente l'individuazione all'interno della struttura.

Sicurezza minima: Visualizza per ciascun elemento di verifica il valore minimo del coefficiente di sicurezza relativamente alle verifiche visualizzabili per tale elemento. Il valore è adimensionale.

Verifica a flessione: Visualizza per ciascun elemento di verifica il valore minimo del coefficiente di sicurezza a flessione tra tutte le verifiche a flessione condotte per tale elemento. Il valore è adimensionale.

Verifica a taglio: Visualizza per ciascun elemento di verifica il valore minimo del coefficiente di sicurezza a taglio tra tutte le verifiche a taglio condotte per tale elemento. Il valore è adimensionale.

Verifica	Sicurezza minima	Verifica a flessione	Verifica a taglio
Parete ST - Piano T	3.777	3.777	12.304

4.5.2.3 Verifiche consuntive pali

Verifica: Descrizione della verifica relativa che ne consente l'individuazione all'interno della struttura.

Sicurezza minima: Visualizza per ciascun elemento di verifica il valore minimo del coefficiente di sicurezza relativamente alle verifiche visualizzabili per tale elemento. Il valore è adimensionale.

Verifica a flessione: Visualizza per ciascun elemento di verifica il valore minimo del coefficiente di sicurezza a flessione tra tutte le verifiche a flessione condotte per tale elemento. Il valore è adimensionale.

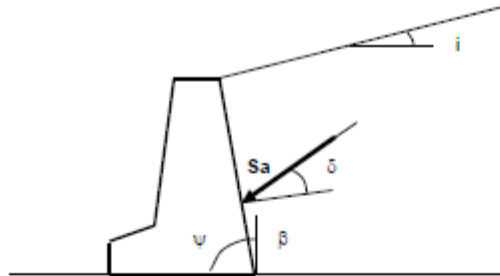
Verifica a taglio: Visualizza per ciascun elemento di verifica il valore minimo del coefficiente di sicurezza a taglio tra tutte le verifiche a taglio condotte per tale elemento. Il valore è adimensionale.

Verifica di portanza: Visualizza per ciascun elemento di verifica di fondazione il valore minimo del coefficiente di sicurezza per portanza. Il valore è adimensionale.

[illegible]

4.5.2.4 Verifiche muro di sostegno

COEFFICIENTI DI SPINTA



$$\begin{aligned} \text{per } i \leq \varphi' - \theta \quad k_a &= \frac{\sin^2(\psi + \varphi' - \theta)}{\cos \theta \sin^2 \psi \sin(\psi - \theta - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi' + \delta) \sin(\varphi' - i - \theta)}{\sin(\psi - \theta - \delta) \sin(\psi + i)}} \right]^2} \\ \text{per } i > \varphi' - \theta \quad k_a &= \frac{\sin^2(\psi + \varphi' - \theta)}{\cos \theta \sin^2 \psi \sin(\psi - \theta - \delta)} \\ k_p &= \frac{\sin^2(\psi + \varphi' - \theta)}{\cos \theta \sin^2 \psi \sin(\psi + \theta) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin \varphi' \sin(\varphi' + i - \theta)}{\sin(\psi + i) \sin(\psi + \theta)}} \right]^2} \end{aligned}$$

Coefficienti di spinta SLE

$$\varphi' = 35.0 \quad (^\circ) \quad i = 0.0 \quad (^\circ) \quad \delta = 17.50 \quad (^\circ)$$

coefficienti di spinta attiva

STATICO

$$k_a = 0.2461 \quad (-) \quad k_{ah} = K_a \cos(\delta_{sup id}) = 0.2347 \quad (-)$$

SISMICO

$$\begin{aligned} k_h &= 0.0771 \quad k_v = 0.0385 \\ \theta^+ &= \arctg(k_h / (1 + k_v)) \quad \theta = 4.24 \quad (^\circ) \quad \theta^- = \arctg(k_h / (1 - k_v)) \quad \theta = 4.58 \quad (^\circ) \\ k_{as}^+ &= 0.2890 \quad (-) \quad k_{as}^- = 0.2927 \quad (-) \end{aligned}$$

coefficienti di spinta passiva

(resistenza a taglio nulla tra terreno e muro)

$$\varphi_1' = \frac{21.00}{0.366519}$$

- condizioni statiche

$$k_p = 2.1171 \quad (-) \quad (\text{Rankine})$$

- condizioni sismiche

$$\begin{aligned} k_{ps}^+ &= 2.0048 \quad (-) \\ k_{ps}^- &= 1.9954 \quad (-) \end{aligned}$$

Coefficienti di spinta SLU STR/GEO

$$\varphi' = 35.00 \quad \delta_{sup\ id} = 17.50 \quad (^\circ)$$

coefficienti di spinta attiva

STATICO

$$k_a = 0.2461 \quad (-) \quad k_{ah} = K_a \cdot \cos(\delta_{sup\ id}) = 0.2347 \quad (-)$$

SISMICO

$$k_{as}^+ = 0.2890 \quad (-) \quad k_{as}^- = 0.2927 \quad (-)$$

coefficienti di spinta passiva

(resistenza a taglio nulla tra terreno e muro)

$$\varphi_1' = 21.00$$

- condizioni statiche

$$k_p = 2.1171 \quad (-) \quad (\text{Rankine})$$

- condizioni sismiche

$$k_{ps}^+ = 2.0048 \quad (-)$$

$$k_{ps}^- = 1.9954 \quad (-)$$

Coefficienti di spinta SLU EQU

$$\varphi' = 29.3 \quad \delta_{sup\ id} = 14.63 \quad (^\circ)$$

coefficienti di spinta attiva

STATICO

$$k_a = 0.3105 \quad (-) \quad k_{ah} = K_a \cdot \cos(\delta_{sup\ id}) = 0.3004 \quad (-)$$

SISMICO

$$k_{as}^+ = 0.3592 \quad (-) \quad k_{as}^- = 0.3635 \quad (-)$$

coefficienti di spinta passiva

(resistenza a taglio nulla tra terreno e muro)

$$\varphi_1' = 17.07$$

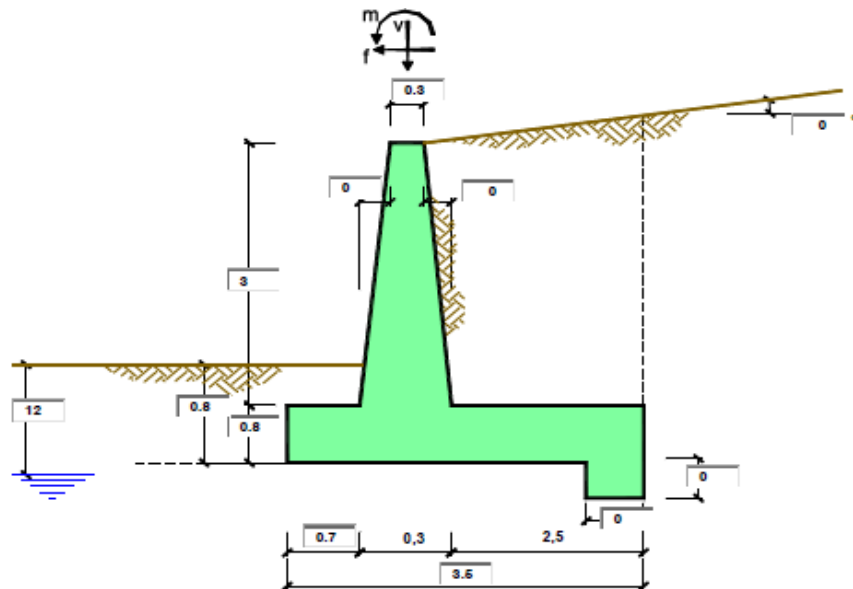
- condizioni statiche

$$k_p = 1.8311 \quad (-) \quad (\text{Rankine})$$

- condizioni sismiche

$$k_{ps}^+ = 1.7253 \quad (-)$$

$$k_{ps}^- = 1.7163 \quad (-)$$



OPERA [Esempio](#)

Combinazioni coefficienti parziali di verifica

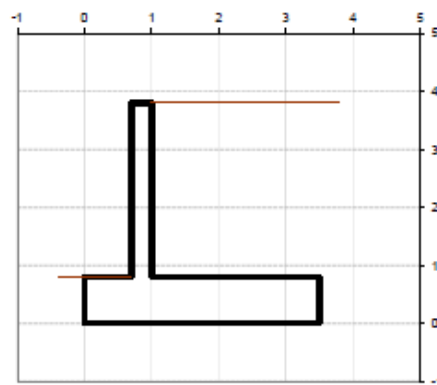
SIS	Approccio 1	comb. 1	A1-M1-R1 EQU-M2	<input type="checkbox"/>
		comb. 2	A2-M2-R2 EQU-M2	<input type="checkbox"/>
	Approccio 2		A1-M1-R3 EQU-M2	<input checked="" type="checkbox"/>
SLE (DM88)				<input type="checkbox"/>
altro				<input type="checkbox"/>

Peso Specifico del Calcestruzzo γ_{cl} = 25.00 (kN/m3)

Carichi	Effetto	Coeff. Parziale	EQU	A1 (STR)	A2 (GEO)	SLE	altro
Permanenti	favorevole	γ_G	0.90	1.00	1.00	1.00	1.10
	sfavorevole		1.10	1.30	1.00	1.00	1.10
Variabili	favorevole	γ_Q	0.00	0.00	0.00	0.00	1.10
	sfavorevole		1.50	1.50	1.30	1.00	1.10

Parametro		Coeff. Parziale	M1	M2	SLE	altro
angolo d'attrito	$\tan \phi'_s$	γ_ϕ	1.00	1.25	1.00	1.00
coesione	c'_s	γ_c	1.00	1.25	1.00	1.00
resistenza non drenata	c_{du}	γ_{cu}	1.00	1.40	1.00	1.00
peso unità di volume	γ	γ_γ	1.00	1.00	1.00	1.00

Verifica	Coeff. Parziale	R1	R2	R3	SLE	altro
Capacità portante fondazione	γ_R	1.00	1.00	1.40	2.00	1.00
Scombinamento		1.00	1.00	1.10	1.30	1.00
Ribaltamento		1.00	1.00	1.00	1.50	1.00



<i>Dati Geotecnici</i>				valori caratteristici	valori di progetto	
				SLE	STR/GEO	EQU
Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	(°)	ϕ'	35.00	35.00	29.26
	Peso Unità di Volume del terrapieno	(kN/m ³)	γ'	20.00	20.00	20.00
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	(°)	δ	17.50	17.50	14.63
Dati Terreno Fondazione	Condizioni	<input checked="" type="radio"/> drenate <input type="radio"/> Non Drenate				
	Coesione Terreno di Fondazione	(kPa)	$c1'$	0.00	0.00	0.00
	Angolo di attrito del Terreno di Fondazione	(°)	$\phi1'$	21.00	21.00	17.07
	Peso Unità di Volume del Terreno di Fondazione	(kN/m ³)	$\gamma1$	15.00	15.00	15.00
	Peso Unità di Volume del Rinterro della Fondazione	(kN/m ³)	γd	18.00	18.00	18.00
	Profondità "Significativa" (n.b.: consigliata H = 2*B)	(m)	Hs	7.00		
	Modulo di deformazione	(kN/m ²)	E	10700		

Dati Sismici	Accelerazione sismica	a_g/g	0.169	(-)
	Coefficiente Amplificazione Stratigrafico	S_a	1.2	(-)
	Coefficiente Amplificazione Topografico	S_T	1	(-)
	Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima	β_s	0.38	(-)
	Coefficiente sismico orizzontale	kh	0.077064	(-)
	Coefficiente sismico verticale	kv	0.0385	(-)
	Muro libero di traslare o ruotare	<input checked="" type="radio"/> si <input type="radio"/> no		

		SLE		STR/GEO		EQU	
Coefficienti di Spinta	Coeff. di Spinta Attiva Statico	ka	0.246		0.246		0.310
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma +	kas+	0.289		0.289		0.359
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma -	kas-	0.293		0.293		0.363
	Coeff. Di Spinta Passiva	kp	2.117		2.117		1.831
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma +	kps+	2.005		2.005		1.725
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma -	kps-	1.995		1.995		1.716

<i>Carichi Agenti</i>				valori caratteristici	valori di progetto	
				SLE - sisma	STR/GEO	EQU
Carichi permanenti	Sovraccarico permanente	(kN/m ²)	qp	2.50	3.25	2.75
	Sovraccarico su zattera di monte <input checked="" type="radio"/> si <input type="radio"/> no					
	Forza Orizzontale in Testa permanente	(kN/m)	fp	0.00	0.00	0.00
	Forza Verticale in Testa permanente	(kN/m)	vp	0.00	0.00	0.00
	Momento in Testa permanente	(kNm/m)	mp	0.00	0.00	0.00
Condizioni Statiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche	(kN/m ²)	q	4.00	6.00	6.00
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni statiche	(kN/m)	f	0.00	0.00	0.00
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni statiche	(kN/m)	v	0.00	0.00	0.00
	Momento in Testa accidentale in condizioni statiche	(kNm/m)	m	0.00	0.00	0.00
	Coefficienti di combinazione condizione frequente Y1		0.75	condizione quasi permanente Y2		0.00
Condizioni Sismiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni sismiche	(kN/m ²)	qs	4.00		
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kN/m)	fs	0.00		
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kN/m)	vs	0.00		
	Momento in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kNm/m)	ms	0.00		

Coefficienti di sicurezza

	<u>Scorrimento</u>	<u>Ribaltamento</u>	<u>Carico limite</u>
Statico	1.96	16.73	1.76
Sismico	1.50	6.46	1.55

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI STRUTTURALI

Calcestruzzo

classe cls	C28/35	
Rck	35	(MPa)
fck	28	(MPa)
fcm	36	(MPa)
Ec	32308	(MPa)
α_{cc}	0.85	
γ_c	1.50	

$f_{ctd} = \alpha_{cc} * f_{ctk} / \gamma_c$	15.87	(MPa)
$f_{ctm} = 0.30 * f_{ck}^{2/3}$	2.77	(MPa)

Tensioni limite (tensioni ammissibili)

condizioni statiche

σ_c	11	Mpa
σ_t	260	Mpa

condizioni sismiche

σ_c	11	Mpa
σ_t	260	Mpa

Valore limite di apertura delle fessure

Frequente	w1	0.2	mm
Quasi Permanente	w2	0.3	mm

Acciaio

tipo di acciaio	B450C	
f_{yk}	450	(MPa)
γ_s	1.15	
$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$	391.30	(MPa)
Es	210000	(MPa)
ϵ_{ys}	0.19%	

coefficiente omogeneizzazione acciaio n = 15

Copriferro (distanza asse armatura-bordo)

c	5.00	(cm)
---	------	------

Copriferro minimo di normativa (ricoprimento armatura)

c_{min}	2.00	(cm)
-----------	------	------

Interfero tra I e II strato

\bar{i}_{I-II}	5.00	(cm)
------------------	------	------

- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro

Sovr acc. Stat	$q^* (B4+B5)$	(kN/m)	10	15
Sovr acc. Sism	$q_s^* (B4+B5)$	(kN/m)	10	

MOMENTI DELLE FORZE VERT. RISPETTO AL PIEDE DI VALLE DEL MURO

			SLE	STR/GEO	EQU
- Muro (Mm)					
Mm1 =	$Pm1^*(B1+2/3 B2)$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mm2 =	$Pm2^*(B1+B2+0,5*B3)$	(kNm/m)	19.13	19.13	17.21
Mm3 =	$Pm3^*(B1+B2+B3+1/3 B4)$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mm4 =	$Pm4^*(B/2)$	(kNm/m)	122.50	122.50	110.25
Mm5 =	$Pm5^*(B - Bd/2)$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mm =	$Mm1 + Mm2 + Mm3 + Mm4 + Mm5$	(kNm/m)	141.63	141.63	127.46

- Terrapieno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro

Mt1 =	$Pt1^*(B1+B2+B3+B4+0,5*B5)$	(kNm/m)	337.50	337.50	303.75
Mt2 =	$Pt2^*(B1+B2+B3+2/3*(B4+B5))$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mt3 =	$Pt3^*(B1+B2+B3+2/3*B4)$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Msovr =	$Sovr^*(B1+B2+B3+1/2*(B4+B5))$	(kNm/m)	14.06	18.28	15.47
Mt =	$Mt1 + Mt2 + Mt3 + Msovr$	(kNm/m)	351.56	355.78	319.22

- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro

Sovr acc. Stat	$q^*(B1+B2+B3+1/2*(B4+B5))$	(kNm/m)	22.5	33.75
Sovr acc. Sism	$q_s^*(B1+B2+B3+1/2*(B4+B5))$	(kNm/m)	22.5	

INERZIA DEL MURO E DEL TERRAPIENO

- Inerzia orizzontale e verticale del muro (Ps)

Ps h =	Pm^*kh	(kN/m)	7.13
Ps v =	Pm^*kv	(kN/m)	3.56

- Inerzia orizzontale e verticale del terrapieno a tergo del muro (Pts)

Ptsh =	Pt^*kh	(kN/m)	12.19
Ptsv =	Pt^*kv	(kN/m)	6.09

- Incremento orizzontale di momento dovuto all'inerzia del muro (MPs h)

MPs1 h =	$kh^2Pm1^*(H2+H3/3)$	(kNm/m)	0.00
MPs2 h =	$kh^2Pm2^*(H2 + H3/2)$	(kNm/m)	3.99
MPs3 h =	$kh^2Pm3^*(H2+H3/3)$	(kNm/m)	0.00
MPs4 h =	$kh^2Pm4^*(H2/2)$	(kNm/m)	2.16
MPs5 h =	$-kh^2Pm5^*(Hd/2)$	(kNm/m)	0.00
MPs h =	$MPs1+MPs2+MPs3+MPs4+MPs5$	(kNm/m)	6.15

- Incremento verticale di momento dovuto all'inerzia del muro (MPs v)

MPs1 v =	$kv^2Pm1^*(B1+2/3*B2)$	(kNm/m)	0.00
MPs2 v =	$kv^2Pm2^*(B1+B2+B3/2)$	(kNm/m)	0.74
MPs3 v =	$kv^2Pm3^*(B1+B2+B3+B4/3)$	(kNm/m)	0.00
MPs4 v =	$kv^2Pm4^*(B/2)$	(kNm/m)	4.72
MPs5 v =	$kv^2Pm5^*(B-Bd/2)$	(kNm/m)	0.00
MPs v =	$MPs1+MPs2+MPs3+MPs4+MPs5$	(kNm/m)	5.46

- Incremento orizzontale di momento dovuto all'inerzia del terrapieno (MPts h)

MPts1 h =	$kh^2Pt1^*(H2 + H3/2)$	(kNm/m)	26.59
MPts2 h =	$kh^2Pt2^*(H2 + H3 + H4/3)$	(kNm/m)	0.00
MPts3 h =	$kh^2Pt3^*(H2+H3*2/3)$	(kNm/m)	0.00
MPts h =	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)	26.59

- Incremento verticale di momento dovuto all'inerzia del terrapieno (MPts v)

MPts1 v =	$kv^2Pt1^*((H2 + H3/2) - (B - B5/2)*0.5)$	(kNm/m)	13.00
MPts2 v =	$kv^2Pt2^*((H2 + H3 + H4/3) - (B - B5/3)*0.5)$	(kNm/m)	0.00
MPts3 v =	$kv^2Pt3^*((H2+H3*2/3)-(B1+B2+B3+2/3*B4)*0.5)$	(kNm/m)	0.00
MPts v =	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)	13.00

CONDIZIONE STATICA

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta totale condizione statica

$$St = 0,5 \cdot \gamma \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 \cdot k_a$$

$$Sq_{perm} = q \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_a$$

$$Sq_{acc} = q \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_a$$

- Componente orizzontale condizione statica

$$Sth = St \cdot \cos \delta$$

$$Sqh_{perm} = Sq_{perm} \cdot \cos \delta$$

$$Sqh_{acc} = Sq_{acc} \cdot \cos \delta$$

- Componente verticale condizione statica

$$Stv = St \cdot \sin \delta$$

$$Sqv_{perm} = Sq_{perm} \cdot \sin \delta$$

$$Sqv_{acc} = Sq_{acc} \cdot \sin \delta$$

- Spinta passiva sul dente

$$Sp = \frac{1}{2} \cdot g_1 \cdot H_d^2 \cdot \left[\frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot H_d^2 \cdot k_p + (2 \cdot c_1 \cdot k_p^{0.5} + \gamma_1 \cdot k_p \cdot H_d^2) \cdot H_d \right]$$

	SLE	STR/GEO	EQU
(kN/m)	35.54	46.20	49.32
(kN/m)	2.34	3.04	3.24
(kN/m)	3.74	5.61	7.08
(kN/m)	33.90	44.06	47.72
(kN/m)	2.23	2.90	3.14
(kN/m)	3.57	5.35	6.85
(kN/m)	10.69	13.89	12.46
(kN/m)	0.70	0.91	0.82
(kN/m)	1.12	1.69	1.79
(kN/m)	0.00	0.00	0.00

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

$$MSt1 = Sth \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 3 - H_d)$$

$$MSt2 = Stv \cdot B$$

$$MSq1_{perm} = Sqh_{perm} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 2 - H_d)$$

$$MSq1_{acc} = Sqh_{acc} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 2 - H_d)$$

$$MSq2_{perm} = Sqv_{perm} \cdot B$$

$$MSq2_{acc} = Sqv_{acc} \cdot B$$

$$MSp = \gamma_1 \cdot H_d^3 \cdot k_p / 3 + (2 \cdot c_1 \cdot k_p^{0.5} + \gamma_1 \cdot k_p \cdot H_d^2) \cdot H_d^2 / 2$$

	SLE	STR/GEO	EQU
(kNm/m)	42.93	55.81	60.45
(kNm/m)	37.40	48.63	43.59
(kNm/m)	4.24	5.51	5.97
(kNm/m)	6.78	10.17	13.01
(kNm/m)	2.46	3.20	2.87
(kNm/m)	3.94	5.91	6.26
(kNm/m)	0.00	0.00	0.00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

$$Mfext1 = m_p + m$$

$$Mfext2 = (f_p + f) \cdot (H_3 + H_2)$$

$$Mfext3 = (v_p + v) \cdot (B_1 + B_2 + B_3 / 2)$$

(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
(kNm/m)	0.00	0.00	0.00

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)

$$N = P_m + P_t + v + Stv + Sqv_{perm} + Sqv_{acc}$$

267.12 (kN/m)

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = Sth + Sqh + f$$

52.31 (kN/m)

Coefficiente di attrito alla base (f)

$$f = \tan \phi_1$$

0.38 (-)

$$Fs_{scorr.} = (N \cdot f + Sp) / T$$

1.96 > 1.1

VERIFICA AL RIBALTAMENTO (EQU)

Momento stabilizzante (Ms)

$$Ms = M_m + M_t + Mfext3$$

446.68 (kNm/m)

Momento ribaltante (Mr)

$$Mr = MSt + MSq + Mfext1 + Mfext2 + MSp$$

26.71 (kNm/m)

$$Fs_{ribaltamento} = Ms / Mr$$

16.73 > 1

VERIFICA CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
N =	$P_m + P_t + v + S_{tv} + S_{qv} (+ \text{Sovr acc})$	267.12	282.12	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
T =	$S_{th} + S_{qh} + f - S_p$	52.31	52.31	(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
MM =	ΣM	483.65	517.40	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
M =	$X_c \cdot N - MM$	-16.19	-23.69	(kNm/m)

Formula Generale per il Calcolo del Carico Limite Unitario (Brinch-Hansen, 1970)

Fondazione Nastriforme

$$q_{lim} = c \cdot N_c \cdot i_c + q_0 \cdot N_q \cdot i_q + 0.5 \cdot \gamma \cdot 1 \cdot B \cdot N_\gamma \cdot i_\gamma$$

$c1'$	coesione terreno di fondaz.	0.00		(kPa)
$\phi1'$	angolo di attrito terreno di fondaz.	21.00		(°)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	15.00		(kN/m ³)
$q_0 = \gamma \cdot d \cdot H2'$	sovraccarico stabilizzante	14.40		(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	-0.06	-0.08	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	3.38	3.33	(m)

I valori di N_c , N_q e N_γ sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$N_q = \tan^2(45 + \phi'/2) \cdot e^{(\pi \cdot \tan \phi' \cdot \tan \phi')}$	(1 in cond. nd)	7.07		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \tan(\phi')$	(2+π in cond. nd)	15.81		(-)
$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan(\phi')$	(0 in cond. nd)	6.20		(-)

I valori di i_c , i_q e i_γ sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

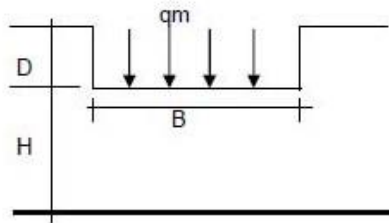
$i_q = (1 - T / (N + B^* \cdot c' \cdot \cot \phi'))^m$	(1 in cond. nd)	0.65	0.66	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0.59	0.59	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B^* \cdot c' \cdot \cot \phi'))^{m+1}$		0.52	0.52	(-)

(fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim}	(carico limite unitario)	147.49	149.21	(kN/m ²)
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite	$F = q_{lim} \cdot B^* / N$	Nmin	1.87	>	1.4
		Nmax	1.76	>	

CEDIMENTO DELLA FONDAZIONE



Profondità Piano di Posa della Fondazione

Carico unitario medio (q_m)

Coefficiente di forma $\mu_0 = t(D/B)$

Coefficiente di profondità $\mu_1 = f(H/B)$

Cedimento della fondazione

$$\delta = \mu_0 * \mu_1 * q_m * B^* / E \quad (\text{Christian e Carrier, 1976})$$

N	260.98	(kN/m)
M	-27.03	(kNm/m)
e=M/N	-0.10	(m)
B*	3.29	(m)

D =	0.80	(m)
D/B* =	0.24	(m)
Hs/B* =	2.13	(m)

$$q_m = N / (B - 2 * e) = N / B^* = 81.12 \quad (\text{kN/mq})$$

$$\mu_0 = 0.951 \quad (-)$$

$$\mu_1 = 0.69 \quad (-)$$

$$\delta = \mu_0 * \mu_1 * q_m * B^* / E = 16.35 \quad (\text{mm})$$

CONDIZIONE SISMICA +

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta condizione sismica +

		SLE	STR/GEO	EQU
Sst1 stat = $0,5 \gamma' (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 k_a$	(kN/m)	35.54	35.54	44.84
Sst1 sism = $0,5 \gamma' (1 + k_v) (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 k_a^* - Sst1 \text{ stat}$	(kN/m)	7.80	7.80	9.03
Ssq1 perm = $q_p (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) k_a^*$	(kN/m)	2.75	2.75	3.41
Ssq1 acc = $q_s (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) k_a^*$	(kN/m)	4.39	4.39	5.46

- Componente orizzontale condizione sismica +

Sst1h stat = $Sst1 \text{ stat} \cos \delta$	(kN/m)	33.90	33.90	43.38
Sst1h sism = $Sst1 \text{ sism} \cos \delta$	(kN/m)	7.44	7.44	8.74
Ssq1h perm = $Ssq1 \text{ perm} \cos \delta$	(kN/m)	2.62	2.62	3.30
Ssq1h acc = $Ssq1 \text{ acc} \cos \delta$	(kN/m)	4.19	4.19	5.28

- Componente verticale condizione sismica +

Sst1v stat = $Sst1 \text{ stat} \sin \delta$	(kN/m)	10.69	10.69	11.32
Sst1v sism = $Sst1 \text{ sism} \sin \delta$	(kN/m)	2.35	2.35	2.28
Ssq1v perm = $Ssq1 \text{ perm} \sin \delta$	(kN/m)	0.83	0.83	0.86
Ssq1v acc = $Ssq1 \text{ acc} \sin \delta$	(kN/m)	1.32	1.32	1.38

- Spinta passiva sul dente

$Sp = \frac{1}{2} \gamma' (1 + k_v) H_d^2 k_{ps}^* + (2' c_1'' k_{ps}^{*0.5} + \gamma' 1' (1 + k_v) k_{ps}^* H_2') H_d$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
---	--------	------	------	------

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Condizione sismica +

		SLE	STR/GEO	EQU
MSst1 stat = $Sst1h \text{ stat} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d)/3 - H_d)$	(kNm/m)	42.93	42.93	54.95
MSst1 sism = $Sst1h \text{ sism} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d)/3 - H_d)$	(kNm/m)	9.42	9.42	11.07
MSst2 stat = $Sst1v \text{ stat} \cdot B$	(kNm/m)	37.40	37.40	39.63
MSst2 sism = $Sst1v \text{ sism} \cdot B$	(kNm/m)	8.21	8.21	7.98
MSsq1 = $Ssq1h \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d)/2 - H_d)$	(kNm/m)	12.94	12.94	16.31
MSsq2 = $Ssq1v \cdot B$	(kNm/m)	7.51	7.51	7.84
MSp = $\gamma' 1'' H_d^3 k_{ps}^* / 3 + (2' c_1'' k_{ps}^{*0.5} + \gamma' 1'' k_{ps}^* H_2') H_d^2 / 2$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

Mfext1 = $mp + ms$	(kNm/m)		0.00	
Mfext2 = $(fp + fs) \cdot (H_3 + H_2)$	(kNm/m)		0.00	
Mfext3 = $(vp + vs) \cdot (B_1 + B_2 + B_3/2)$	(kNm/m)		0.00	

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)

N = $P_m + P_t + v_p + v_s + Sst1v + Ssq1v + P_s v + P_tsv$	273.59	(kN/m)	
---	--------	--------	--

Risultante forze orizzontali (T)

T = $Sst1h + Ssq1h + fp + fs + P_s h + P_tsh$	67.46	(kN/m)	
---	-------	--------	--

Coefficiente di attrito alla base (f)

f = $\tan \phi 1'$	0.38	(-)	
--------------------	------	-----	--

Fs = $(N \cdot f + Sp) / T$	1.56	>	1.1
-----------------------------	------	---	-----

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)

Ms = $M_m + M_t + Mfext3$	497.41	(kNm/m)	
---------------------------	--------	---------	--

Momento ribaltante (Mr)

Mr = $MSst + MSsq + Mfext1 + Mfext2 + MSp + MP_s + M_{pts}$	41.15	(kNm/m)	
---	-------	---------	--

Fr = Ms / Mr	12.09	>	1
----------------	-------	---	---

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
$N = P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv} + (Sovr\ acc)$		273.59	283.59	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} - S_p$		67.46		(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
$MM = \Sigma M$		466.75	489.25	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
$M = X_c \cdot N - MM$		12.02	7.02	(kNm/m)

Formula Generale per il Calcolo del Carico Limite Unitario (Brinch-Hansen, 1970)

Fondazione Nastriforme

$$q_{lim} = c \cdot N_c \cdot i_c + q_0 \cdot N_q \cdot i_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot 1 \cdot B \cdot N_\gamma \cdot i_\gamma$$

$c1'$	coesione terreno di fondaz.	0.00		(kN/mq)
$\varphi1'$	angolo di attrito terreno di fondaz.	21.00		(°)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	15.00		(kN/m ³)
$q_0 = \gamma \cdot d \cdot H2'$	sovraccarico stabilizzante	14.40		(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0.04	0.02	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	3.41	3.45	(m)

I valori di N_c , N_q e N_γ sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$N_q = \tan^2(45 + \varphi/2) \cdot e^{(\pi \cdot \tan \varphi)}$	(1 in cond. nd)	7.07		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \tan(\varphi')$	(2+π in cond. nd)	15.81		(-)
$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan(\varphi')$	(0 in cond. nd)	6.20		(-)

I valori di i_c , i_q e i_γ sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$i_q = (1 - T / (N + B^* \cdot c' \cdot \cot \varphi'))^m$	(1 in cond. nd)	0.57	0.58	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0.50	0.51	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B^* \cdot c' \cdot \cot \varphi'))^{m+1}$		0.43	0.43	(-)

(fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim}	(carico limite unitario)	125.62	127.72	(kN/m ²)
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite	$F = q_{lim} \cdot B^* / N$	Nmin	1.57	>	1.4
		Nmax	1.55	>	

CONDIZIONE SISMICA -

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta condizione sismica -

		SLE	STR/GEO	EQU
Sst1 stat = $0,5 \cdot \gamma'' \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 \cdot k_a$	(kN/m)	35.54	35.54	44.84
Sst1 sism = $0,5 \cdot \gamma'' \cdot (1 - k_v) \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 \cdot k_{as} - Sst1 \text{ stat}$	(kN/m)	5.10	5.10	5.63
Ssq1 perm = $q_p \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_{as}$	(kN/m)	2.78	2.78	3.45
Ssq1 acc = $q_s \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_{as}$	(kN/m)	4.45	4.45	5.52

- Componente orizzontale condizione sismica -

Sst1h stat = $Sst1 \text{ stat} \cdot \cos \theta$	(kN/m)	33.90	33.90	43.38
Sst1h sism = $Sst1 \text{ sism} \cdot \cos \theta$	(kN/m)	4.87	4.87	5.44
Ssq1h perm = $Ssq1 \text{ perm} \cdot \cos \theta$	(kN/m)	2.65	2.65	3.34
Ssq1h acc = $Ssq1 \text{ acc} \cdot \cos \theta$	(kN/m)	4.24	4.24	5.35

- Componente verticale condizione sismica -

Sst1v stat = $Sst1 \text{ stat} \cdot \sin \theta$	(kN/m)	10.69	10.69	11.32
Sst1v sism = $Sst1 \text{ sism} \cdot \sin \theta$	(kN/m)	1.53	1.53	1.42
Ssq1v perm = $Ssq1 \text{ perm} \cdot \sin \theta$	(kN/m)	0.84	0.84	0.87
Ssq1v acc = $Ssq1 \text{ acc} \cdot \sin \theta$	(kN/m)	1.34	1.34	1.40

- Spinta passiva sul dente

$Sp = \frac{1}{2} \cdot \gamma_1' \cdot (1 - k_v) \cdot H_d^2 \cdot k_{ps} + (2 \cdot c_1'' \cdot k_{ps}^{0.5} + \gamma_1' \cdot (1 - k_v) \cdot k_{ps} \cdot H_2) \cdot H_d$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
---	--------	------	------	------

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Condizione sismica -

		SLE	STR/GEO	EQU
MSst1 stat = $Sst1h \text{ stat} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d)/3 - H_d)$	(kNm/m)	42.93	42.93	54.95
MSst1 sism = $Sst1h \text{ sism} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d)/3 - H_d)$	(kNm/m)	6.16	6.16	6.89
MSst2 stat = $Sst1v \text{ stat} \cdot B$	(kNm/m)	37.40	37.40	39.63
MSst2 sism = $Sst1v \text{ sism} \cdot B$	(kNm/m)	5.37	5.37	4.97
MSsq1 = $Ssq1h \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d)/2 - H_d)$	(kNm/m)	13.10	13.10	16.50
MSsq2 = $Ssq1v \cdot B$	(kNm/m)	7.61	7.61	7.94
MSp = $\gamma_1'' \cdot H_d^3 \cdot k_{ps} / 3 + (2 \cdot c_1'' \cdot k_{ps}^{0.5} + \gamma_1'' \cdot k_{ps} \cdot H_2) \cdot H_d^2 / 2$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

Mfext1 = $mp + ms$	(kNm/m)		0.00	
Mfext2 = $(fp + fs) \cdot (H_3 + H_2)$	(kNm/m)		0.00	
Mfext3 = $(vp + vs) \cdot (B_1 + B_2 + B_3/2)$	(kNm/m)		0.00	

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)

N = $P_m + P_t + v_p + v_s + Sst1v + Ssq1v + P_s v + P_{tsv}$	253.49	(kN/m)	
---	--------	--------	--

Risultante forze orizzontali (T)

T = $Sst1h + Ssq1h + fp + fs + P_s h + P_{tsh}$	64.97	(kN/m)	
---	-------	--------	--

Coefficiente di attrito alla base (f)

f = $\tan \phi_1'$	0.38	(-)	
--------------------	------	-----	--

Fs = $(N \cdot f + Sp) / T$	1.50	>	1.1
-----------------------------	------	---	-----

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)

Ms = $M_m + M_t + M_{fext3}$	497.41	(kNm/m)	
------------------------------	--------	---------	--

Momento ribaltante (Mr)

Mr = $MSst + MSsq + M_{fext1} + M_{fext2} + MSp + MP_s + M_{pts}$	77.01	(kNm/m)	
---	-------	---------	--

Fr = Ms / Mr	6.46	>	1
----------------	------	---	---

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
N	= Pm+ Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv	253.49	263.49	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
T	= Sst1h + Ssq1h + fp + fs +Ps h + Ptsh - Sp	64.97		(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
MM	= ΣM	430.18	452.68	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
M	= Xc*N - MM	13.43	8.43	(kNm/m)

Formula Generale per il Calcolo del Carico Limite Unitario (Brinch-Hansen, 1970)

Fondazione Nastriforme

$$q_{lim} = c \cdot N_c \cdot i_c + q_0 \cdot N_q \cdot i_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot 1^* B^* N_\gamma \cdot i_\gamma$$

c1'	coesione terreno di fondaz.	0.00		(kN/mq)
φ1'	angolo di attrito terreno di fondaz.	21.00		(°)
γ1	peso unità di volume terreno fondaz.	15.00		(kN/m ³)
q ₀ = γd ² H ²	sovraccarico stabilizzante	14.40		(kN/m ²)
e = M / N	eccentricità	0.05	0.03	(m)
B* = B - 2e	larghezza equivalente	3.39	3.44	(m)

I valori di Nc, Nq e Nγ sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

Nq = tg ² (45 + φ/2) * e ^(π * tg φ φ')	(1 in cond. nd)	7.07		(-)
Nc = (Nq - 1) / tg(φ')	(2+π in cond. nd)	15.81		(-)
Nγ = 2 * (Nq + 1) * tg(φ')	(0 in cond. nd)	6.20		(-)

I valori di i_c, i_q e i_γ sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

i _q = (1 - T/(N + B*c'cotgφ')) ^m	(1 in cond. nd)	0.55	0.57	(-)
i _c = i _q - (1 - i _q)/(Nq - 1)		0.48	0.50	(-)
i _γ = (1 - T/(N + B*c'cotgφ')) ^{m+1}		0.41	0.41	(-)

(fondazione nastriforme m = 2)

q _{lim}	(carico limite unitario)	121.19	123.47	(kN/m ²)
------------------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite	F = q _{lim} *B* / N	Nmin	1.62	>	1.4
		Nmax	1.61	>	

Verifica allo Stato Limite Ultimo

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Reazione del terreno

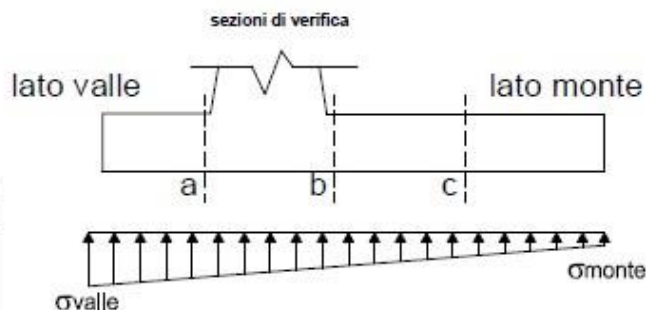
$$\sigma_{valle} = N/A + M/W_{gg}$$

$$\sigma_{monte} = N/A - M/W_{gg}$$

$$A = 1.0 \cdot B = 3.50 \quad (m^2)$$

$$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2/8 = 2.04 \quad (m^3)$$

caso	N [kN]	M [kNm]	σ_{valle} [kN/m ²]	σ_{monte} [kN/m ²]
statico	267.12	-16.19	68.39	84.25
	282.12	-23.69	69.00	92.21
sisma+	273.59	12.02	84.06	72.28
	283.59	7.02	84.47	77.58
sisma-	253.49	13.43	79.00	65.85
	263.49	8.43	79.41	71.15



Mensola Lato Valle

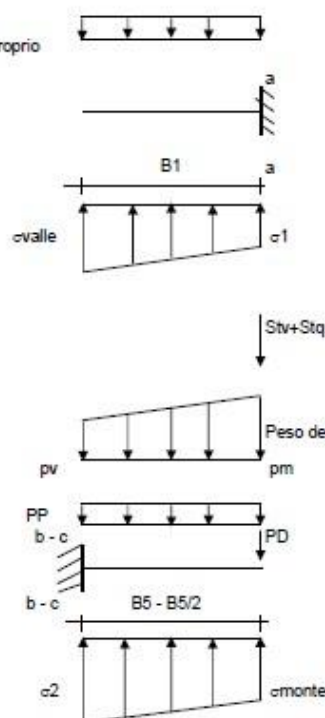
Peso Proprio. PP = 20.00 (kN/m)

$$M_a = \sigma_1 \cdot B^2/2 + (\sigma_{valle} - \sigma_1) \cdot B^2/3 - PP \cdot B^2/2 \cdot (1 \pm kv)$$

$$V_a = \sigma_1 \cdot B + (\sigma_{valle} - \sigma_1) \cdot B/2 - PP \cdot B \cdot (1 \pm kv)$$

caso	σ_{valle} [kN/m ²]	σ_1 [kN/m ²]	M_a [kNm]	V_a [kN]
statico	68.39	71.56	12.11	34.98
	69.00	73.64	12.38	35.93
sisma+	84.06	81.70	15.31	43.83
	84.47	83.09	15.68	44.31
sisma-	79.00	76.37	14.43	40.24
	79.41	77.76	14.42	40.72

Peso Proprio



Mensola Lato Monte

PP = 20.00 (kN/m)
PD = 0.00 (kN/m)

peso proprio soletta fondazione
peso proprio dente

	Nmin	N max stat	N max sism	
pm	63.25	69.25	67.25	(kN/m ²)
pvb	63.25	69.25	67.25	(kN/m ²)
pvc	63.25	69.25	67.25	(kN/m ²)

$$M_b = (\sigma_{monte} \cdot (p_{vb} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot B^2/2 + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot B^2/6 - (pm - p_{vb}) \cdot (1 \pm kv) \cdot B^2/3 +$$

$$-(Stv + Sqv) \cdot B^2 \cdot PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B/2 - B_d/2) - PD \cdot kh \cdot (H_d + H/2) + M_{sp} + Sp \cdot H/2$$

$$M_c = (\sigma_{monte} \cdot (p_{vc} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot (B/2)^2/2 + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot (B/2)^2/6 - (pm - p_{vc}) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B/2)^2/3 +$$

$$-(Stv + Sqv) \cdot (B/2) \cdot PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B/2 - B_d/2) - PD \cdot kh \cdot (H_d + H/2) + M_{sp} + Sp \cdot H/2$$

$$V_b = (\sigma_{monte} \cdot (p_{vb} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot B + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot B/2 - (pm - p_{vb}) \cdot (1 \pm kv) \cdot B/2 - (Stv + Sqv) \cdot PD \cdot (1 \pm kv)$$

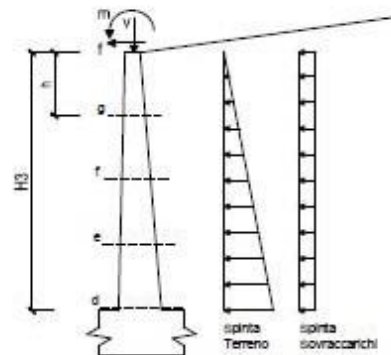
$$V_c = (\sigma_{monte} \cdot (p_{vc} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot (B/2) + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot (B/2)/2 - (pm - p_{vc}) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B/2)/2 - (Stv + Sqv) \cdot PD \cdot (1 \pm kv)$$

caso	σ_{monte} [kN/m ²]	σ_2 [kN/m ²]	M_b [kNm]	V_b [kN]	σ_2 [kN/m ²]	M_c [kNm]	V_c [kN]
statico	84.25	72.92	-49.91	-28.16	78.59	-21.31	-18.79
	92.21	75.63	-49.26	-29.82	83.92	-20.47	-17.98
sisma+	72.28	80.69	-73.50	-40.11	76.48	-28.96	-30.27
	77.58	82.50	-73.54	-41.60	80.04	-28.51	-29.93
sisma-	65.85	75.24	-70.56	-38.14	70.55	-27.86	-29.20
	71.15	77.05	-69.64	-38.86	74.10	-27.18	-28.47

CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

$$\begin{aligned}
 M_{t \text{ stat}} &= \frac{1}{2} K_{a \text{ orizz}} \cdot \gamma \cdot (1 \pm kv) \cdot h^2 \cdot h/3 \\
 M_{t \text{ sism}} &= \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (K_{a \text{ orizz}} \cdot (1 \pm kv) - K_{a \text{ orizz}}) \cdot h^2 \cdot h/2 \quad \text{o } h/3 \\
 M_q &= \frac{1}{2} K_{a \text{ orizz}} \cdot q \cdot h^2 \\
 M_{\text{est}} &= m + f \cdot h \\
 M_{\text{inerzia}} &= \pm P_m \cdot b_i \cdot kh \\
 N_{\text{est}} &= v \\
 N_{\text{pp+inerzia}} &= \pm P_m \cdot (1 \pm kv) \\
 V_{t \text{ stat}} &= \frac{1}{2} K_{a \text{ orizz}} \cdot \gamma \cdot (1 \pm kv) \cdot h^2 \\
 V_{t \text{ sism}} &= \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (K_{a \text{ orizz}} \cdot (1 \pm kv) - K_{a \text{ orizz}}) \cdot h^2 \\
 V_q &= K_{a \text{ orizz}} \cdot q \cdot h \\
 V_{\text{est}} &= f \\
 V_{\text{inerzia}} &= \pm P_m \cdot kh
 \end{aligned}$$



condizione statica

sezione	h	Mt	Mq	M _{est}	M _{tot}	N _{est}	N _{pp}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	3.00	27.46	9.77	0.00	37.23	0.00	22.50	22.50
e-e	2.25	11.59	5.50	0.00	17.08	0.00	16.88	16.88
f-f	1.50	3.43	2.44	0.00	5.88	0.00	11.25	11.25
g-g	0.75	0.43	0.61	0.00	1.04	0.00	5.63	5.63

sezione	h	Vt	Vq	V _{est}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	3.00	27.46	6.51	0.00	33.98
e-e	2.25	15.45	4.89	0.00	20.33
f-f	1.50	6.87	3.26	0.00	10.12
g-g	0.75	1.72	1.63	0.00	3.34

condizione sismica +

sezione	h	M _{t stat}	M _{t sism}	Mq	M _{est}	M _{inerzia}	M _{tot}	N _{est}	N _{pp+inerzia}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	3.00	21.13	4.86	8.08	0.00	2.60	36.85	0.00	23.37	23.37
e-e	2.25	8.91	2.05	4.53	0.00	1.46	16.96	0.00	17.53	17.53
f-f	1.50	2.64	0.61	2.02	0.00	0.65	5.91	0.00	11.68	11.68
g-g	0.75	0.33	0.08	0.50	0.00	0.16	1.07	0.00	5.84	5.84

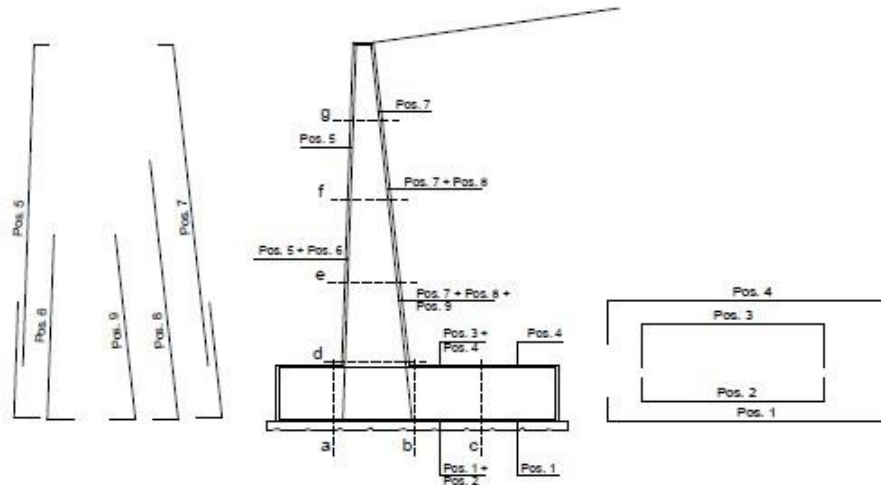
sezione	h	V _{t stat}	V _{t sism}	Vq	V _{est}	V _{inerzia}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	3.00	21.13	4.86	5.37	0.00	1.73	33.10
e-e	2.25	11.88	2.73	4.03	0.00	1.30	19.95
f-f	1.50	5.28	1.22	2.69	0.00	0.87	10.05
g-g	0.75	1.32	0.30	1.34	0.00	0.43	3.40

condizione sismica -

sezione	h	M _{t stat}	M _{t sism}	Mq	M _{est}	M _{inerzia}	M _{tot}	N _{est}	N _{pp+inerzia}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	3.00	21.13	3.18	8.17	0.00	2.60	35.07	0.00	21.63	21.63
e-e	2.25	8.91	1.34	4.59	0.00	1.46	16.31	0.00	16.22	16.22
f-f	1.50	2.64	0.40	2.04	0.00	0.65	5.73	0.00	10.82	10.82
g-g	0.75	0.33	0.05	0.51	0.00	0.16	1.05	0.00	5.41	5.41

sezione	h	V _{t stat}	V _{t sism}	Vq	V _{est}	V _{inerzia}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	3.00	21.13	3.18	5.44	0.00	1.73	31.48
e-e	2.25	11.88	1.79	4.08	0.00	1.30	19.06
f-f	1.50	5.28	0.80	2.72	0.00	0.87	9.67
g-g	0.75	1.32	0.20	1.36	0.00	0.43	3.31

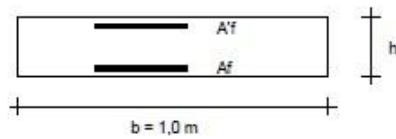
SCHEMA DELLE ARMATURE



ARMATURE

pos	n°/ml	φ	II strato	pos	n°/ml	φ	II strato
1	5.0	16	□	5	5.0	16	□
2			□	6			□
3			□	7	5.0	16	□
4	5.0	16	□	8			□
				9			□

VERIFICHE



a-a pos 1-2-3-4
b-b pos 1-2-3-4
c-c pos 1-4
d-d pos 5-6-7-8-9
e-e pos 5-6-7-8-9
f-f pos 5-7-8
g-g pos 5-7

Sez.	M	N	h	Af	A'f	Mu
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(kNm)
a - a	15.68	0.00	0.80	10.05	10.05	290.66
b - b	-73.54	0.00	0.80	10.05	10.05	290.66
c - c	-28.96	0.00	0.80	10.05	10.05	290.66
d - d	37.23	22.50	0.30	10.05	10.05	96.33
e - e	17.08	16.88	0.30	10.05	10.05	95.74
f - f	5.91	11.68	0.30	10.05	10.05	95.19
g - g	1.07	5.84	0.30	10.05	10.05	94.58

(n.b.: M+ tende le fibre di intradosso, M- tende le fibre di estradosso)

Sez.	V _{Ed}	h	V _{Ed}	σ staffe	i orizz.	i vert.	θ	V _{Res}	
(-)	(kN)	(m)	(kN)	(mm)	(cm)	(cm)	(°)	(kN)	
a - a	44.31	0.80	259.37	8	15	20	21.8	1106.39	Armatura a taglio non necessaria
b - b	41.60	0.80	259.37	8	20	20	21.8	829.79	Armatura a taglio non necessaria
c - c	30.27	0.80	259.37	8	20	20	21.8	829.79	Armatura a taglio non necessaria
d - d	33.98	0.30	130.19	8	20	20	21.8	276.60	Armatura a taglio non necessaria
e - e	20.33	0.30	129.49	8	20	20	21.8	276.60	Armatura a taglio non necessaria
f - f	10.12	0.30	128.84	8	20	20	21.8	276.60	Armatura a taglio non necessaria
g - g	3.40	0.30	128.11	8	20	20	21.8	276.60	Armatura a taglio non necessaria

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Reazione del terreno

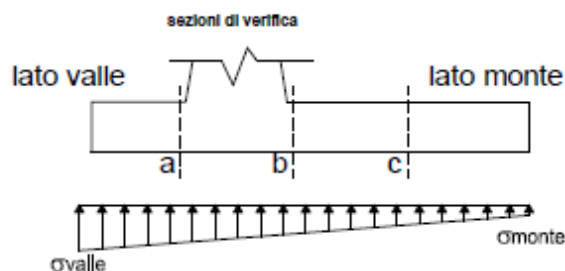
$$\sigma_{valle} = N/A + M/W_{gg}$$

$$\sigma_{monte} = N/A - M/W_{gg}$$

$$A = 1.0 \cdot B = 3.50 \quad (m^2)$$

$$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2/6 = 2.04 \quad (m^3)$$

caso	N [kN]	M [kNm]	σ_{valle} [kN/m ²]	σ_{monte} [kN/m ²]
Freq.	260.98	-27.03	61.33	87.81
	268.48	-30.78	61.63	91.79
Q.P.	260.14	-30.64	59.32	89.33
	260.14	-30.64	59.32	89.33

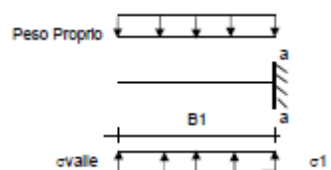


Mensola Lato Valle

Peso Proprio. PP = 20.00 (kN/m)

$$M_a = \sigma_1 \cdot B^2/2 + (\sigma_{valle} - \sigma_1) \cdot B^2/3 - PP \cdot B^2/2 \cdot (1 \pm kv)$$

caso	σ_{valle} [kN/m ²]	σ_1 [kN/m ²]	M_a [kNm]
Freq.	61.33	66.62	10.56
	61.63	67.66	10.69
Q.P.	59.32	65.32	10.12
	59.32	65.32	10.12



Mensola Lato Monte

PP = 20.00 (kN/m²) peso proprio soletta fondazione

PD = 0.00 (kN/m) peso proprio dente

	Nmin	N max Freq	N max QP	
pm	62.50	65.50	62.50	(kN/m ²)
pvb	62.50	65.50	62.50	(kN/m ²)
pvc	62.50	65.50	62.50	(kN/m ²)

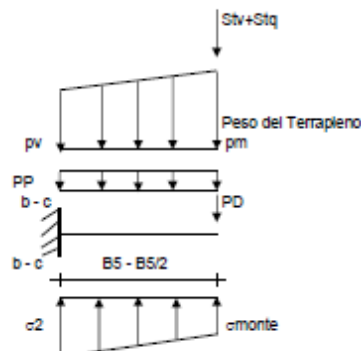
$$M_b = (\sigma_{monte} \cdot (p_{vb} + PP)) \cdot B^2/2 + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot B^2/6 - (pm - p_{vb}) \cdot B^2/3 +$$

$$-(Stv + Sqv) \cdot B^2 \cdot PD \cdot (B^2 - Bd/2) + Msp + Sp \cdot H^2/2$$

$$M_c = (\sigma_{monte} \cdot (p_{vc} + PP)) \cdot B^2/2 + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot B^2/6 - (pm - p_{vc}) \cdot B^2/3 +$$

$$-(Stv + Sqv) \cdot B^2 \cdot PD \cdot (B^2 - Bd/2) + Msp + Sp \cdot H^2/2$$

caso	σ_{monte} [kN/m ²]	σ_2 [kN/m ²]	M_b [kNm]	σ_2 [kN/m ²]	M_c [kNm]
Freq.	87.81	68.89	-33.71	78.35	-13.61
	91.79	70.25	-33.38	81.02	-13.19
Q.P.	89.33	67.89	-29.46	78.61	-11.69
	89.33	67.89	-29.46	78.61	-11.69



CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

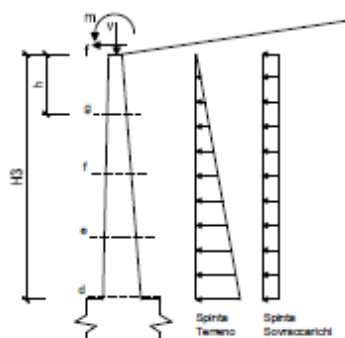
Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

$$M_t = \frac{1}{2} K_{a, \text{max}} \cdot \gamma \cdot h^2 \cdot IV/3$$

$$M_q = \frac{1}{2} K_{a, \text{max}} \cdot q \cdot h^2$$

$$M_{\text{ext}} = m \cdot f \cdot h$$

$$N_{\text{ext}} = v$$



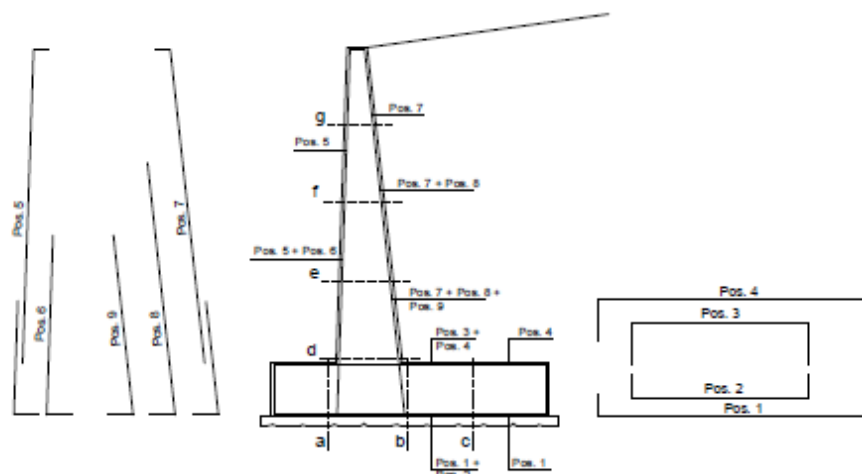
condizione Frequenta

sezione	h [m]	M_t [kNm/m]	M_q [kNm/m]	M_{ext} [kNm/m]	M_{ext} [kNm/m]	N_{ext} [kN/m]	N_{gg} [kN/m]	N_{ext} [kN/m]
d-d	3.00	21.13	5.81	0.00	26.94	0.00	22.50	22.50
e-e	2.25	8.91	3.27	0.00	12.18	0.00	16.88	16.88
f-f	1.50	2.64	1.45	0.00	4.09	0.00	11.25	11.25
g-g	0.75	0.33	0.36	0.00	0.69	0.00	5.63	5.63

condizione Quasi Permanente

sezione	h (m)	Mt (kNm/m)	Mg (kNm/m)	M _{tot} (kNm/m)	M _{tot} (kNm/m)	N _{tot} (kN/m)	N _{ps} (kN/m)	N _{tot} (kN/m)
d-d	3.00	21.13	2.64	0.00	23.77	0.00	22.50	22.50
e-e	2.25	8.91	1.49	0.00	10.40	0.00	16.88	16.88
f-f	1.50	2.64	0.66	0.00	3.30	0.00	11.25	11.25
g-g	0.75	0.33	0.17	0.00	0.50	0.00	5.63	5.63

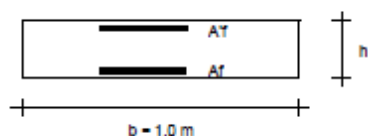
SCHEMA DELLE ARMATURE



ARMATURE

pos	n°/ml	φ	II strato	pos	n°/ml	φ	II strato
1	5.0	16	□	5	5.0	16	□
2				6			
3				7	5.0	16	□
4	5.0	16	□	8			□
				9			□

VERIFICHE



a-a pos 1-2-3-4
b-b pos 1-2-3-4
c-c pos 1-4
d-d pos 5-6-7-8-9
e-e pos 5-6-7-8-9
f-f pos 5-7-8
g-g pos 5-7

condizione Frequente

Sez.	M	N	h	Af	At	σc	σf	wk	w _{amm}
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(mm)	(mm)
a-a	10.69	0.00	0.80	10.05	10.05	0.21	15.06	0.021	0.200
b-b	-33.71	0.00	0.80	10.05	10.05	0.65	47.46	0.065	0.200
c-c	-13.61	0.00	0.80	10.05	10.05	0.26	19.17	0.026	0.200
d-d	26.94	22.50	0.30	10.05	10.05	3.09	108.35	0.107	0.200
e-e	12.18	16.88	0.30	10.05	10.05	1.40	45.68	0.045	0.200
f-f	4.09	11.25	0.30	10.05	10.05	0.47	12.66	0.012	0.200
g-g	0.69	5.63	0.30	10.05	10.05	0.07	0.68	0.001	0.200

(n.b.: M+ tende le fibre di intradosso, M- tende le fibre di estradosso)

condizione Quasi Permanente

Sez.	M	N	h	Af	At	σc	σf	wk	w _{amm}
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(mm)	(mm)
a-a	10.12	0.00	0.80	10.05	10.05	0.20	14.26	0.020	0.300
b-b	-29.46	0.00	0.80	10.05	10.05	0.57	41.48	0.057	0.300
c-c	-11.69	0.00	0.80	10.05	10.05	0.23	16.46	0.023	0.300
d-d	23.77	22.50	0.30	10.05	10.05	2.73	94.29	0.093	0.300
e-e	10.40	16.88	0.30	10.05	10.05	1.19	37.78	0.037	0.300
f-f	3.30	11.25	0.30	10.05	10.05	0.38	9.20	0.009	0.300
g-g	0.50	5.63	0.30	10.05	10.05	0.05	0.16	0.000	0.300

(n.b.: M+ tende le fibre di intradosso, M- tende le fibre di estradosso)

VERIFICHE TENSIONE

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Reazione del terreno

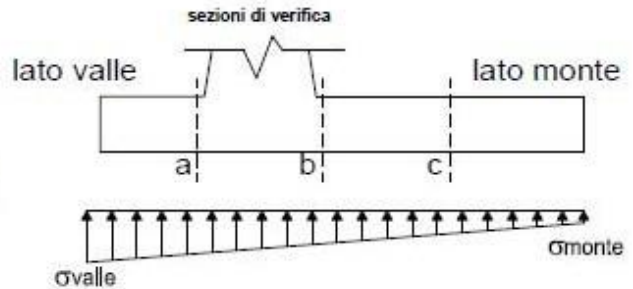
$$\sigma_{valle} = N/A + M/W_{gg}$$

$$\sigma_{monte} = N/A - M/W_{gg}$$

$$A = 1.0 \cdot B = 3.50 \quad (m^2)$$

$$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2/6 = 2.04 \quad (m^3)$$

caso	N [kN]	M [kNm]	σ_{valle} [kN/m ²]	σ_{monte} [kN/m ²]
statico	261.27	-24.84	62.48	86.81
	271.27	-29.84	62.89	92.12
sisma+	273.59	12.02	84.06	72.28
	283.59	7.02	84.47	77.58
sisma-	253.49	13.43	79.00	65.85
	263.49	8.43	79.41	71.15

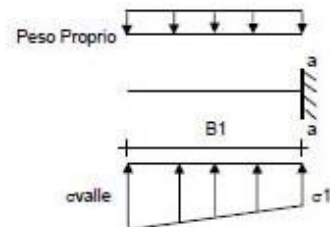


Mensola Lato Valle

$$\text{Peso Proprio.} \quad PP = 20.00 \quad (kN/m)$$

$$Ma = \sigma_1 \cdot B^2/2 + (\sigma_{valle} - \sigma_1) \cdot B^2/3 - PP \cdot B^2/2 \cdot (1 \pm kv)$$

caso	σ_{valle} [kN/m ²]	σ_1 [kN/m ²]	Ma [kNm]
statico	62.48	67.35	10.80
	62.89	68.73	10.98
sisma+	84.06	81.70	15.31
	84.47	83.09	15.49
sisma-	79.00	76.37	14.43
	79.41	77.76	14.61



Mensola Lato Monte

$$PP = 20.00 \quad (kN/m^2) \quad \text{peso proprio soletta fondazione}$$

$$PD = 0.00 \quad (kN/m) \quad \text{peso proprio dente}$$

	Nmin	N max stat	N max sism	
pm	62.50	66.50	66.50	(kN/m ²)
pvb	62.50	66.50	66.50	(kN/m ²)
pvc	62.50	66.50	66.50	(kN/m ²)

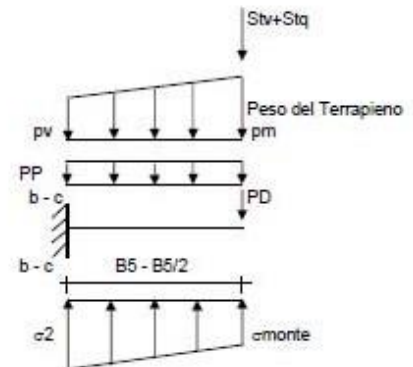
$$Mb = (\sigma_{monte} \cdot (p_{vb} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot B^2/2 + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot B^2/6 - (pm - p_{vb}) \cdot (1 \pm kv) \cdot B^2/3 +$$

$$-(Stv + Sqv) \cdot B^2 \cdot PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B^2 - B \cdot d/2) - PD \cdot kh' \cdot (Hd + H2/2) + Msp + Sp \cdot H2/2$$

$$Mc = (\sigma_{monte} \cdot (p_{vc} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot (B^2/2)^2/2 + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot (B^2/2)^2/6 - (pm - p_{vc}) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B^2/2)^2/3 +$$

$$-(Stv + Sqv) \cdot (B^2/2) \cdot PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B^2/2 - B \cdot d/2) - PD \cdot kh' \cdot (Hd + H2/2) + Msp + Sp \cdot H2/2$$

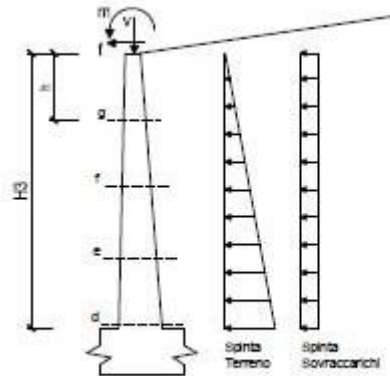
caso	σ_{monte} [kN/m ²]	σ_2 [kN/m ²]	Mb [kNm]	σ_2 [kN/m ²]	Mc [kNm]
statico	86.81	69.43	-35.91	78.12	-14.54
	92.12	71.24	-35.47	81.68	-13.97
sisma+	72.28	80.69	-71.06	76.48	-28.35
	77.58	82.50	-71.11	80.04	-27.90
sisma-	65.85	75.24	-68.30	70.55	-27.30
	71.15	77.05	-67.39	74.10	-26.61



CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

$$\begin{aligned}
 M_{t \text{ stat}} &= \frac{1}{2} K a_{\text{orizz}} \cdot \gamma \cdot (1 \pm kv) \cdot h^2 \cdot h/3 \\
 M_{t \text{ sism}} &= \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (K a_{\text{orizz}} \cdot (1 \pm kv) - K a_{\text{orizz}}) \cdot h^2 \cdot h/2 \quad \text{o} \cdot h/3 \\
 M_q &= \frac{1}{2} K a_{\text{orizz}} \cdot q \cdot h^2 \\
 M_{\text{est}} &= m + p \cdot h \\
 M_{\text{inerzia}} &= \pm P m_1 \cdot b_1' / kh \quad (\text{solo con sisma}) \\
 N_{\text{est}} &= v \\
 N_{\text{ppinerzia}} &= \pm P m_1 \cdot (1 \pm kv)
 \end{aligned}$$



condizione statica

sezione	h [m]	Mt [kNm/m]	Mq [kNm/m]	M _{est} [kNm/m]	M _{tot} [kNm/m]	N _{est} [kN/m]	N _{pp} [kN/m]	N _{tot} [kN/m]
d-d	3.00	21.13	6.87	0.00	27.99	0.00	22.50	22.50
e-e	2.25	8.91	3.86	0.00	12.77	0.00	16.88	16.88
f-f	1.50	2.64	1.72	0.00	4.36	0.00	11.25	11.25
g-g	0.75	0.33	0.43	0.00	0.76	0.00	5.63	5.63

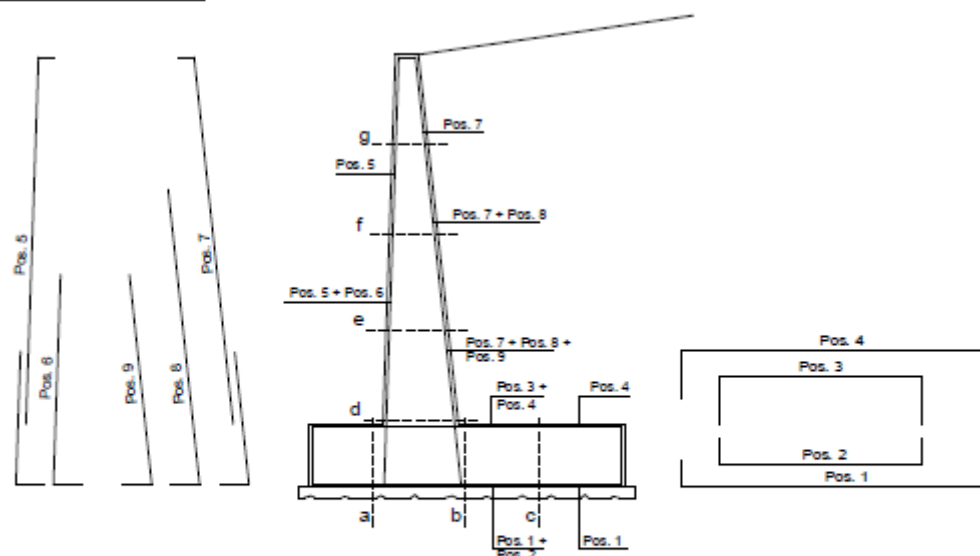
condizione sismica +

sezione	h [m]	Mt stat [kNm/m]	Mt sism [kNm/m]	Mq [kNm/m]	M _{est} [kNm/m]	M _{inerzia} [kNm/m]	M _{tot} [kNm/m]	N _{est} [kN/m]	N _{ppinerzia} [kN/m]	N _{tot} [kN/m]
d-d	3.00	21.13	4.86	6.06	0.00	2.60	36.65	0.00	23.37	23.37
e-e	2.25	8.91	2.05	4.53	0.00	1.46	16.96	0.00	17.53	17.53
f-f	1.50	2.64	0.61	2.02	0.00	0.65	5.91	0.00	11.68	11.68
g-g	0.75	0.33	0.08	0.50	0.00	0.16	1.07	0.00	5.84	5.84

condizione sismica -

sezione	h [m]	Mt stat [kNm/m]	Mt sism [kNm/m]	Mq [kNm/m]	M _{est} [kNm/m]	M _{inerzia} [kNm/m]	M _{tot} [kNm/m]	N _{est} [kN/m]	N _{ppinerzia} [kN/m]	N _{tot} [kN/m]
d-d	3.00	21.13	3.18	6.17	0.00	2.60	35.07	0.00	21.63	21.63
e-e	2.25	8.91	1.34	4.59	0.00	1.46	16.31	0.00	16.22	16.22
f-f	1.50	2.64	0.40	2.04	0.00	0.65	5.73	0.00	10.82	10.82
g-g	0.75	0.33	0.05	0.51	0.00	0.16	1.05	0.00	5.41	5.41

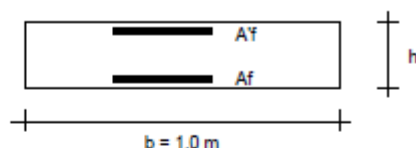
SCHEMA DELLE ARMATURE



ARMATURE

pos	n°/ml	φ	II strato	pos	n°/ml	φ	II strato
1	5.0	16	□	5	5.0	16	□
2				6			
3				7	5.0	16	
4	5.0	16	□	8			□
				9			□

VERIFICHE



a-a	pos 1-2-3-4
b-b	pos 1-2-3-4
c-c	pos 1-4
d-d	pos 5-6-7-8-9
e-e	pos 5-6-7-8-9
f-f	pos 5-7-8
g-g	pos 5-7

Condizione Statica

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σc	σf
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm²)	(cm²)	(N/mm²)	(N/mm²)
a - a	10.98	0.00	0.80	10.05	10.05	0.21	15.47
b - b	-35.91	0.00	0.80	10.05	10.05	0.69	50.57
c - c	-14.54	0.00	0.80	10.05	10.05	0.28	20.47
d - d	27.99	22.50	0.30	10.05	10.05	3.21	113.04
e - e	12.77	16.88	0.30	10.05	10.05	1.47	48.31
f - f	4.36	11.25	0.30	10.05	10.05	0.50	13.82
g - g	0.76	5.63	0.30	10.05	10.05	0.08	0.91

Condizione Sismica

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σc	σf
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm²)	(cm²)	(N/mm²)	(N/mm²)
a - a	15.49	0.00	0.80	10.05	10.05	0.30	21.82
b - b	-71.11	0.00	0.80	10.05	10.05	1.37	100.13
c - c	-28.35	0.00	0.80	10.05	10.05	0.55	39.92
d - d	36.65	21.63	0.30	10.05	10.05	4.20	151.93
e - e	16.96	16.22	0.30	10.05	10.05	1.95	67.21
f - f	5.91	10.82	0.30	10.05	10.05	0.68	20.90
g - g	1.07	5.41	0.30	10.05	10.05	0.12	2.22

(n.b.: M+ tende le fibre di intradosso, M- tende le fibre di estradosso)

	γ [kN/m ³]	ϕ [°]	c [kPa]	Descrizione
materiale 1	15	21	0	
materiale 2	19	30	0	
materiale 3	20	35	0	
materiale 4				

peso specifico acqua

9.81

[kN/m³]

azioni sismiche

a_g/g

0.169

(-)

S_s

1.2

k_h

0.0487

(-)

β_s

0.24

S_T

1

k_v

0.0243

(-)

x muro

100

(m)

y muro

100

(m)

p.c. valle			p.c. monte			superficie 1		superficie 2		superficie 3		falda		
materiale 1						<input checked="" type="checkbox"/>	materiale 1	<input checked="" type="checkbox"/>	materiale 2	<input checked="" type="checkbox"/>	materiale 3	<input checked="" type="checkbox"/>		
	x	y		x	y		x	y		x	y		x	y
0	100.000	101.000	0	101.000	103.800	0	70.000	83.000	0	70.000	82.600	0	70.000	78.000
1	98.550	101.000	1	109.000	103.800	1	129.000	83.000	1	129.000	82.600	1	129.000	78.000
2	89.230	101.000	2	125.900	103.800	2			2			2		
3	81.250	101.000	3			3			3			3		
4	70.000	101.000	4			4			4			4		
5			5			5			5			5		
6			6			6			6			6		
7			7			7			7			7		
8			8			8			8			8		
9			9			9			9			9		
10			10			10			10			10		

Sovraccarichi

x_{in}

q_{in}

x_{in}

q_{in}

% sisma

sovraccarico 1

☒

101

26

109

26

0%

sovraccarico 2

☐

Limiti ricerca superfici

Xa

80

Xc

105

alfa min

40

Xb

95

Xd

120

alfa max

70

n1

15

n2

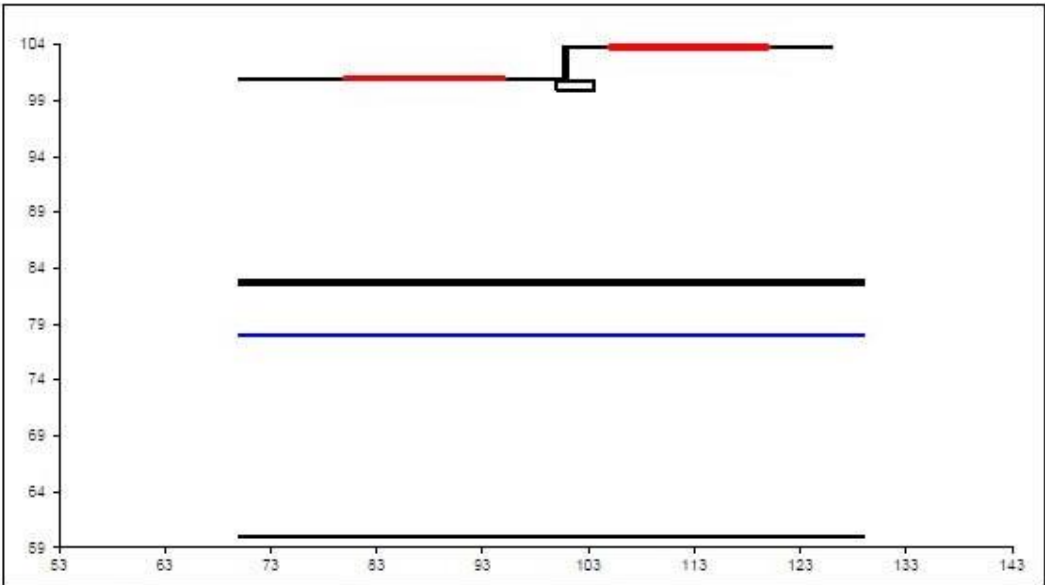
15

n alfa

10

superfici massimo

2816



#strisce
30

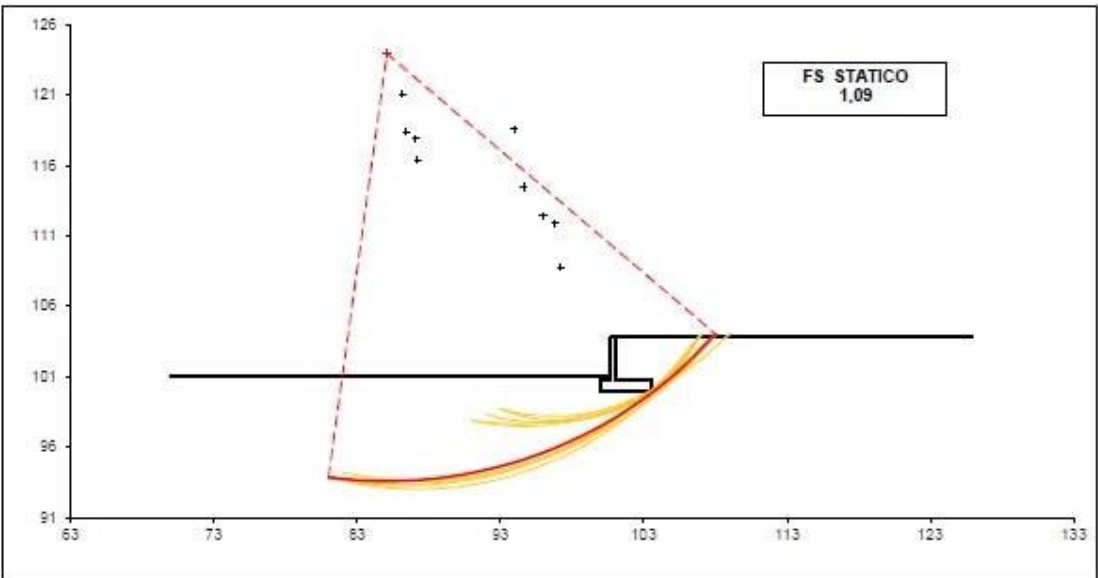
# Superfici Calcolate	FS Bishop
2081	STATICO 1.301
	SISMICO 1.272

Condizione di Carico

STATICA ▼

superfici da disegnare

10 ▼



5. SINTESI DEI RISULTATI

5.1. E1

Nel presente paragrafo si riportano in forma tabellare i valori minimi dei coefficienti di sicurezza calcolati sugli elementi strutturali che costituiscono la struttura.

	Cairco Limite (GEO)	Flessione (STR)	Taglio (STR)	Nodo (STR)
Pilastrì	-	1.01	1.01	1.00
Travi	-	1.00	1.00	-
Pali	1.39	1.23	2.92	-
Pareti	-	1.04	1.02	-

Tutti gli elementi strutturali, in fondazione ed in elevazione, risultano verificati e conformi alle attuali NTC.

5.2. E2

Nel presente paragrafo si riportano in forma tabellare i valori minimi dei coefficienti di sicurezza calcolati sugli elementi strutturali che costituiscono la struttura.

	Scorrimento (GEO)	Cairco Limite (GEO)	Flessione (STR)	Taglio (STR)	Nodo (STR)
Pilastrì	-	-	1.00	1.01	1.00
Travi	-	-	1.00	1.00	-
Pali	-	1.05	1.27	1.99	-

Tutti gli elementi strutturali, in fondazione ed in elevazione, risultano verificati e conformi alle attuali NTC.

5.3. **FUTURA PALESTRA**

Nel presente paragrafo si riportano in forma tabellare i valori minimi dei coefficienti di sicurezza calcolati sugli elementi strutturali che costituiscono la struttura.

	Scorrimento (GEO)	Cairco Limite (GEO)	Flessione (STR)	Taglio (STR)	Nodo (STR)
Pilastri	-	-	1.07	1.23	1.01
Travi	1.80	1.04	1.01	1.00	-
Copertura	-	-	1.16	1.65	-

Tutti gli elementi strutturali, in fondazione ed in elevazione, risultano verificati e conformi alle attuali NTC.

5.4. **LASTRICO SOLARE**

Nel presente paragrafo si riportano in forma tabellare i valori minimi dei coefficienti di sicurezza calcolati sugli elementi strutturali che costituiscono la struttura.

	Instabilità (GEO)	Flessione (STR)	Taglio (STR)
Colonne	1.37	2.86	33.33
Travi	-	1.47	6.67

Tutti gli elementi strutturali, in fondazione ed in elevazione, risultano verificati e conformi alle attuali NTC.

5.5. MURO DI SOSTEGNO PERIMETRALE

Nel presente paragrafo si riportano in forma tabellare i valori minimi dei coefficienti di sicurezza calcolati sugli elementi strutturali che costituiscono la struttura.

	Scorrimento (GEO)	Cairco Limite (GEO)	Flessione (STR)	Taglio (STR)
Travi	-	-	3.95	5.85
Pali	-	1.65	7.40	23.01
Pareti	1.36	1.11	2.59	3.83

Tutti gli elementi strutturali, in fondazione ed in elevazione, risultano verificati e conformi alle attuali NTC.