

COMUNE DI VALSAMOGGIA

Città Metropolitana di Bologna

PROGETTAZIONE ARCHITETTONICA ESECUTIVA,
PROGETTAZIONE STRUTTURALE, DIREZIONE LAVORI
STRUTTURALE E ARTISTICA INERENTE LA
REALIZZAZIONE DI EDIFICIO DESTINATO AD
AUTORIMESSA POLIZIA LOCALE PIAZZA LOC.
MOTEVERGLIO - CIG: ZA52629C7C

REALIZZAZIONE AUTORIMESSA POLIZIA LOCALE PROGETTO ESECUTIVO

PROGETTAZIONE:
Ing. Fabio LAMBERTINI

DIREZIONE DEI LAVORI:
Geom. Nicola DALL'OLIO
Geom. Francesca DANIELLI

COORDINAMENTO DELLA SICUREZZA
IN FASE DI PROGETTAZIONE ED ESECUZIONE:
Arch. Gianluigi RICCIARDI

RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO:
Geom. Stefano CREMONINI

DATA:	ELABORATO n°:	DESCRIZIONE ELABORATO :
14/01/2019	02E00	RELAZIONE TECNICO ILLUSTRATIVA
	scala 1: 100	

INGIN
SOCIETA' TRA PROFESSIONISTI SRL

INGIN S.T.P. S.R.L. - Ing. Fabio LAMBERTINI - via Emilia Est 341 - Modena (MO)



COMUNE DI VALSAMOGGIA

Città Metropolitana di Bologna

REALIZZAZIONE NUOVA AUTORIMESSA A SERVIZIO DELLA POLIZIA LOCALE

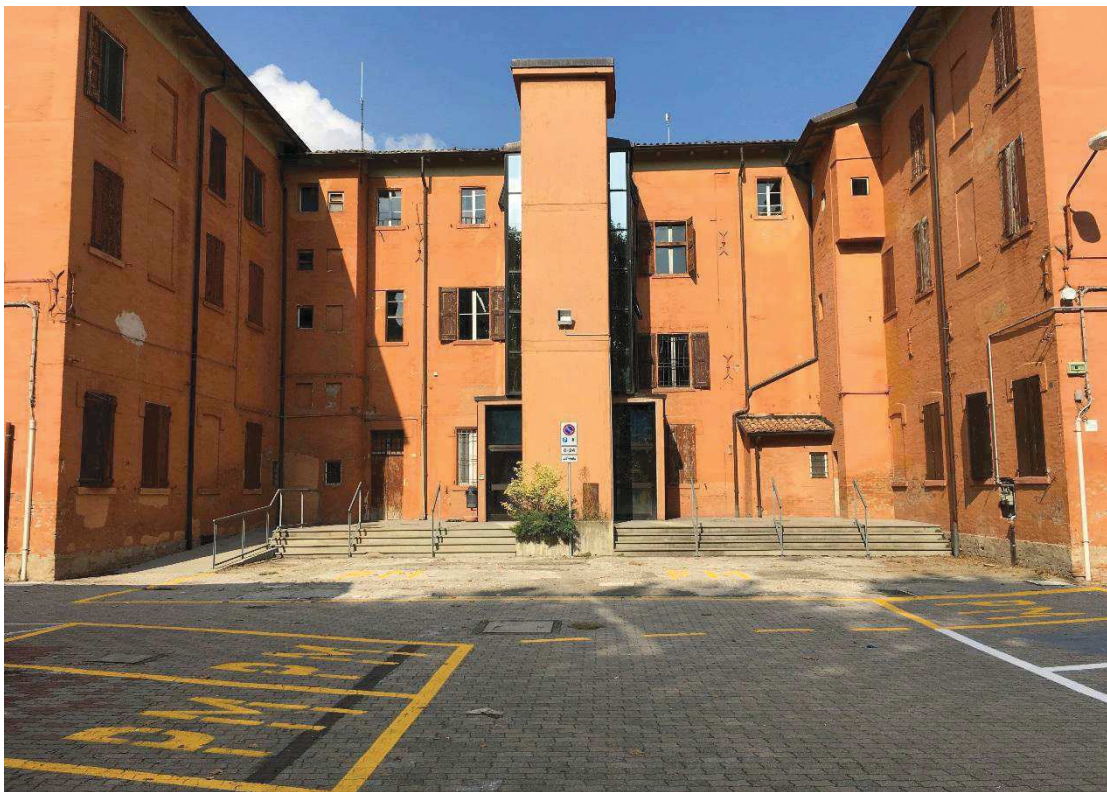
RELAZIONE TECNICO-DESCRITTIVA GENERALE

A completamento di un più esteso progetto di insediamento della Polizia Locale nel centro di Monteveglio a servizio dell'intero territorio della Valsamoggia, la Pubblica Amministrazione ha previsto l'inserimento di un fabbricato autonomo con la funzione di autorimessa nella retrostante corte aperta dello storico edificio municipale.

E' prevista una costruzione con struttura metallica certificata e conforme alle norme sismiche ed antincendio idonea ad accogliere, con una soluzione unica e funzionale, i veicoli del Corpo dei Vigili Urbani di Valsamoggia e quelli soggetti a fermo temporaneo.

L'accesso all'autorimessa avverrà attraverso tre grandi aperture con serrande elettrificate a funzionamento indipendente e la copertura piana del nuovo edificio costituirà il lastrico solare sul quale si affacceranno le finestre esistenti del Municipio.

Strutturalmente, come già detto, l'immobile sarà integralmente in metallo e questo semplificherà gli aspetti costruttivi riducendo i tempi di realizzazione con un contenimento significativo dei costi ottenendo contestualmente un'ampia superficie di parcheggio con ottimizzazione degli elementi strutturali interni.



La scelta strutturale ed architettonica è stata dettata dall'esigenza di non interferire stilisticamente con il più imponente corpo di fabbrica del Municipio che nella parte posteriore è attualmente connotato da diversi elementi (gradinate, corpo vano ascensore, ecc) che con la nuova costruzione verranno integrati (vano ascensore) o eliminate (gradinate).

All'interno della nuova costruzione saranno presenti tutte le tecnologie utili a garantire condizioni di sicurezza (rivelatori di incendio, telecamere, ecc.) o benessere (illuminazione, ventilazione, ecc.)

Ridossando il corpo di fabbrica all'edificio esistente del Municipio si rende necessario adeguare il sistema degli attuali affacci posti ai piani terra e rialzato dell'edificio esistente; sono state individuate, per ciascun locale, le soluzioni più idonee a garantire il mantenimento delle condizioni di illuminazione e ventilazione naturali preesistenti utilizzando le caratteristiche di orientamento dell'immobile pubblico.

I locali igienici che verranno privati della ventilazione naturale saranno provvisti di aspirazione meccanizzata temporizzata (accensione automatica) con espulsione dell'aria sul coperto dell'autorimessa.

La nuova autorimessa sarà dotata di una propria rete interna di raccolta dei reflui che saranno raccolti e trattati in apposito filtro desolatore prima di essere immessi in pubblica fognatura (oggetto dell'esteso intervento che coinvolge la riqualificazione della Piazza della Libertà e delle aree limitrofe).

Le opere vedranno interessata anche la rete fognaria esistente che nella porzione di area sopraelevata posta a ridosso della facciata sud-ovest vede presenti una serie di pozzetti e componenti che saranno oggetto di redistribuzione con adeguamento dell'intera rete sottostante la nuova autorimessa.

Antri Enti Gestori dovranno essere coinvolti (oltre ad Hera per alcuni contatori gas presenti su una facciata dell'edificio esistente) e questi (Telecom, Enel, Hera servizio acquedotto) dovranno essere attivati per gli spostamenti che si rendono necessari per non creare servitù con il posizionamento esistente o nuovo delle varie utenze.

Nella fase di demolizione del già citato piano posto a circa 70 cm. dalla quota dell'area attualmente adibita a parcheggio potranno essere meglio individuati i tracciati fognari e quelli delle altre reti esistenti nel sottosuolo posto che sono previsti, oltre alle citate demolizioni, anche interventi di scavo sia per la realizzazione del sistema fondale sia per la successiva realizzazione della massicciata e del sottofondo per la nuova pavimentazione interna.

La copertura del nuovo edificio sarà realizzata con un sistema di pannelli coibentati in lamiera grecata che saranno sigillati contro le facciate dell'edificio esistente con una serie di bandinelle in lamiera onde impedire infiltrazioni fra il nuovo manufatto e le murature del Municipio.

La raccolta e convogliamento delle acque meteoriche avverrà in un ampio canale di gronda raccordato ai pluviali (4) posti presso ciascun pilastro alla base dei quali saranno posti i rispettivi pozzetti e da questi collegati alla nuova rete delle acque bianche che sarà realizzata nel corso dell'intervento di riqualificazione di tutta l'area della Piazza di Monteveglio.

Soltanto provvisoriamente la nuova rete sarà collegata all'esistente per consentire il mantenimento della funzionalità di smaltimento anche delle acque meteoriche provenienti dalla copertura dell'edificio esistente.

Dimensionalmente l'autorimessa avrà una superficie di circa 240 mq. (altezza interna circa m.4,30) con la possibilità di ricoverare almeno 15 veicoli di varie dimensioni e caratteristiche dotandola inoltre di un locale di supporto (deposito-ripostiglio) di circa 12 mq.

La nuova costruzione impone (sia per sicurezza antincendio sia per autonomia funzionale) la chiusura (tamponamento) di alcuni vani-porta e/o vani-finestra che costituirebbero interferenze con l'autorimessa; conseguentemente vanno adeguati i locali che vengono coinvolti da questi interventi.

Durante la fase realizzativa dovranno essere coordinati, all'esterno dell'area del nuovo edificio, la viabilità e la sosta veicolare, la percorribilità pedonale, l'accesso al Municipio ed agli altri immobili limitrofi che costituiscono principalmente fonti di frequentazione e aggregazione sensibili (locali pubblici, istituti scolastici, ecc.).

Gli interventi che interessano i locali interni al Municipio dovranno essere coordinati con i Responsabili della Sicurezza al fine di contenere i fattori di rischio in primo luogo ed i disagi al personale ed agli utenti che accedono a questa struttura amministrativa.

Valsamoggia, 10 gennaio 2019

Il Progettista.
Ing. Fabio LAMBERTINI

Computo Metrico

QUADRO ECONOMICO (art. 16 DPR 207/2010 ex art. 17 DPR 554/99)

CODICE	DESCRIZIONE		IMPORTO (Euro)	INC. LAV.%	INC. TOT.%
LAVORI A MISURA					
1	- DEMOLIZIONI E SCAVI	Euro	23 891.00	11.899	11.90
2	- OPERE DI FONDAZIONE ED ELEVAZIONE	Euro	154 178.20	76.787	76.79
3	- SOTTOFONDI, PAVIMENTI E RIVESTIMENTI	Euro	7 125.00	3.549	3.55
4	- IMPIANTO FOGNARIO	Euro	5 041.50	2.511	2.51
5	- IMPIANTO ELETTRICO	Euro	10 550.00	5.254	5.25
TOTALE DEI LAVORI A MISURA		Euro	200 785.70	100.000	100.00
COSTI DELLA SICUREZZA DIRETTI (INCL.) DEI LAVORI A MISURA		Euro			
COSTI DELLA SICUREZZA SPECIALI DEI LAVORI A MISURA		Euro	7 000.00		
TOTALE COSTI DELLA SICUREZZA DEI LAVORI A MISURA		Euro	7 000.00		
TOTALE DEL COMPUTO METRICO		Euro	200 785.70		
TOTALE A BASE D'ASTA SOGGETTO A RIB./AUM.		Euro	200 785.70		
TOTALE COSTO SICUREZZA NON SOGGETTO A RIB./AUM. (SCS)		Euro	7 000.00		
TOTALE COMPLESSIVO DEI LAVORI (A)		Euro	207 785.70		
SOMME A DISPOSIZIONE					
- I.V.A. (10% su totale complessivo dei lavori)		Euro	20 778.57		
- Spese Tecniche (Oneri Inclusi)		Euro	16 720.00		
- Spese di Gara		Euro	500.00		
- Incentivi Interni (2%)		Euro	4 155.71		
- Arrotondamenti		Euro	60.02		
TOTALE SOMME A DISPOSIZIONE (B)		Euro	42 214.30		
TOTALE COMPLESSIVO DI PROGETTO (A+B)		Euro	250 000.00		
SI ARROTONDA		Euro	250 000.00		

Valsamoggia, 16/02/2019

Comune di Valsamoggia (BO)

RIQUALIFICAZIONE DELLE PIAZZE DI BAZZANO, MONTEVEGLIO, CASTELLETTO E SAVIGNO

Committente:

Comune di Valsamoggia

Progettazione:

Ing. Fabio Lambertini

Via Emilia Est 341, 41125 Modena

Responsabile unico del Procedimento:

Geom. Stefano Cremonini

RELAZIONE DI CALCOLO

IDENTIFICAZ. COMMESSA:

19018 Masi Ricciardi Monteveglio

Emissione Gennaio 2019

1° Revisione

2° Revisione

Ing. Fabio Lambertini

Via Emilia Est 341

41125 Modena

Sommario

ILLUSTRAZIONE SINTETICA DEGLI ELEMENTI ESSENZIALI DEL PROGETTO STRUTTURALE	5
A) DESCRIZIONE DEL CONTESTO EDILIZIO E DELLE CARATTERISTICHE GEOLOGICHE DEL SITO OGGETTO DI INTERVENTO	5
B) DESCRIZIONE GENERALE DELLA STRUTTURA E DELLA TIPOLOGIA DI INTERVENTO	5
C) NORMATIVA TECNICA E RIFERIMENTI TECNICI UTILIZZATI.....	6
D) DEFINIZIONE DEI PARAMETRI DI PROGETTO CHE CONCORRONO ALLA DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA DI BASE DEL SITO E AZIONI CONSIDERATE SULLA STRUTTURA	6
E) DESCRIZIONE DEI MATERIALI E DEI PRODOTTI PER USO STRUTTURALE, DEI REQUISITI DI RESISTENZA MECCANICA E DI DURABILITÀ CONSIDERATI	9
F) ILLUSTRAZIONE DEI CRITERI DI PROGETTAZIONE E DI MODELLAZIONE	10
G) INDICAZIONI SULLE PRINCIPALI COMBINAZIONI DELLE AZIONI	12
H) INDICAZIONI SUL METODO DI ANALISI SEGUITO E SINTESI DEI PRINCIPALI RISULTATI	15
I) CRITERI DI VERIFICA INDAGATI.....	18
J) RAPPRESENTAZIONE DELLE CONFIGURAZIONI DEFORMATE E DELLE CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE DELLE STRUTTURE PIÙ SIGNIFICATIVE, SINTESI DELLE VERIFICHE DI SICUREZZA	18
K) CARATTERISTICHE E AFFIDABILITÀ CODICE DI CALCOLO.....	41
L) STRUTTURE GEOTECNICHE E DI FONDAZIONE	41

Illustrazione sintetica degli elementi essenziali del progetto strutturale

a) *Descrizione del contesto edilizio e delle caratteristiche geologiche del sito oggetto di intervento*

La presente relazione di calcolo si riferisce al progetto di realizzazione di una struttura metallica posta in corrispondenza della corte aperta dello storico edificio municipale di Monteveglio (BO). Per definire l'inquadramento territoriale viene riportata la vista satellitare dell'edificio e le coordinate geografiche.



La nuova struttura sarà indipendente rispetto l'edificio storico, infatti è previsto un giunto in corrispondenza dei tre lati del fabbricato storico. Il nuovo fabbricato, ad un piano fuori terra, sarà adibito ad autorimessa.

b) *Descrizione generale della struttura e della tipologia di intervento*

L'intervento oggetto della presente relazione è la realizzazione di una nuova struttura a telaio metallico all'interno della corte dell'edificio municipale di Monteveglio (BO).

Un'opera di questo tipo è considerata come un intervento di **NUOVA COSTRUZIONE** in quanto la struttura metallica è interamente scollegata dalla struttura esistente, mantenendo ovunque un giunto di almeno 10 cm.

La nuova struttura possiede una forma rettangolare di dimensioni circa 16x17 metri.

I pilastri costituenti la struttura metallica saranno realizzati con profili HEB 20 di altezza pari a circa 4 m. Tali pilastri sono preposti a sostenere delle travi metalliche di profilo HEA 260 le quali a loro volta dovranno sostenere le travi secondarie realizzate con profili HEA 160. Il solaio sarà realizzato con pannelli sandwich.

La struttura avrà una propria fondazione realizzata con travi in calcestruzzo di sezione quadrata 100x40 cm.

Si precisa che la progettazione strutturale ed architettonica è avvenuta in modo integrato e che pertanto tutti gli interventi strutturali sono coerenti con la progettazione architettonica e con i vincoli da essa imposti.

Per maggiori informazioni si rimanda agli elaborati grafici allegati.

c) Normativa tecnica e riferimenti tecnici utilizzati

La normativa di riferimento è quella attualmente vigente, ovvero il DM 17/01/2018, nel seguito denominato anche “NTC 2018” e la circolare attuativa Circolare 2 Febbraio 2009, n. 617 del Consiglio Superiore dei lavori Pubblici: “Istruzioni per l'applicazione delle nuove “Norme tecniche per le costruzioni” di cui al decreto ministeriale 14 Gennaio 2008.

d) Definizione dei parametri di progetto che concorrono alla definizione dell'azione sismica di base del sito e azioni considerate sulla struttura

La classe d'uso della struttura è la II ($C_U = 1$), mentre è prevista una vita nominale V_N pari a 50 anni. Il periodo di riferimento V_R per l'azione sismica risulta pertanto pari a:

$$V_R = V_N \times C_U = 50 \times 1,0 = 50 \text{ anni}$$

Per le caratteristiche geognostiche del terreno di fondazione si è fatto riferimento alla relazione geologica e geotecnica redatta dalla Dott.ssa Paola Montaguti in giugno 2005 in occasione dei lavori di demolizione e ricostruzione dell'immobile “Casa dell'Adelina” ubicata di fronte all'edificio in esame. In tale relazione non sono presenti considerazioni sulla categoria di sottosuolo pertanto a favore di sicurezza è stata considerata una categoria di sottosuolo pari a C.

Nel seguito vengono riportati i parametri di calcolo dell'analisi dinamica.

PARAMETRI DI CALCOLO ANALISI DINAMICA

Spettro in accordo con TU 2018

- Comune Monteveglio Longitudine 11.0911 Latitudine 44.4686
- Tipo di Terreno C
- Coefficiente di amplificazione topografica (S_T) 1.0000
- Vita nominale della costruzione (V_N) 50.0 anni
- Classe d'uso II coefficiente C_U 1.0
- Classe di duttilità impostata Non Dissipativa
- Fattore di duttilità α_u/α_1 per sisma orizzontale 1.00
- Fattore riduttivo regolarità in altezza K_R 1.00
- Fattore riduttivo per la presenza di setti K_W 1.00

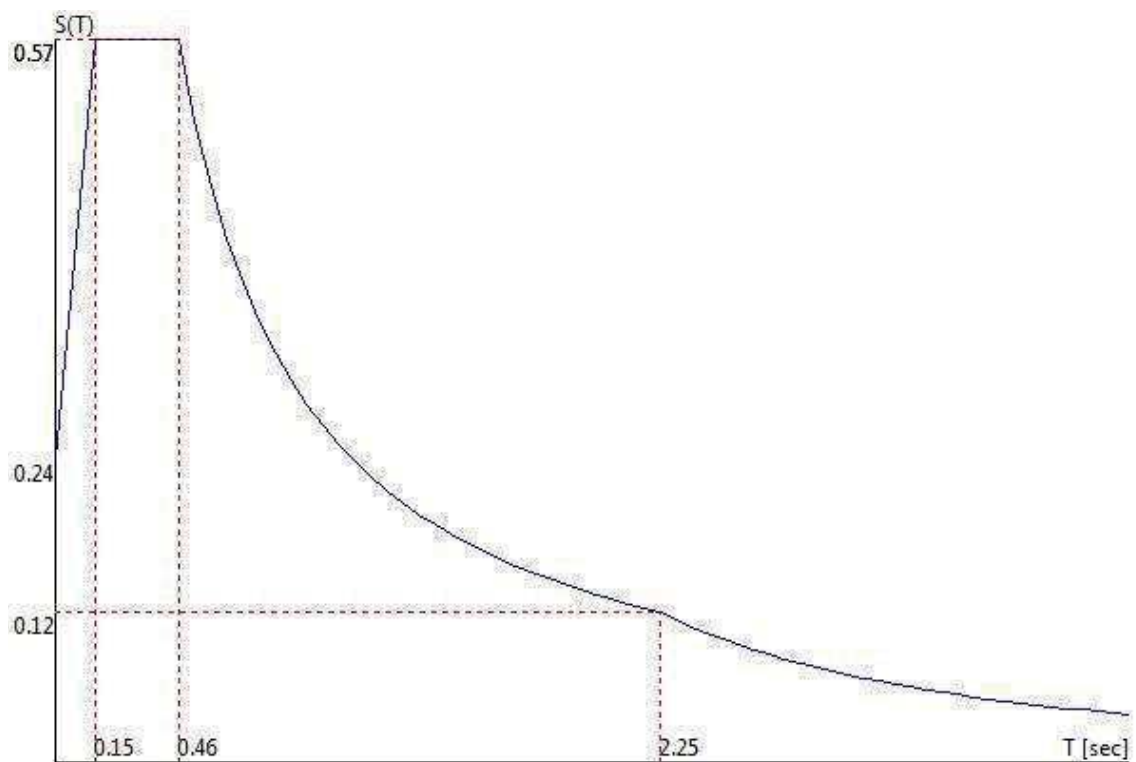
Stato Limite	C $q_u = C \alpha_u / \alpha_i$	q_u	q_v
SLV	1.00	1.00	1.50
SLD	1.00	1.00	1.50
SLC	1.00	1.00	1.50
SLO	1.00	1.00	1.50

- Smorzamento Viscoso (0.05 = 5%) 0.05

TU 2018 SLV H

- Probabilità di superamento (PVR) 10.0 e periodo di ritorno (TR) 475 (anni)
- Ss 1.466
- TB 0.15 [sec]
- TC 0.46 [sec]
- TD 2.25 [sec]
- ag/g 0.1630
- Fo 2.3926
- TC* 0.2955

TU 2018 SLV H

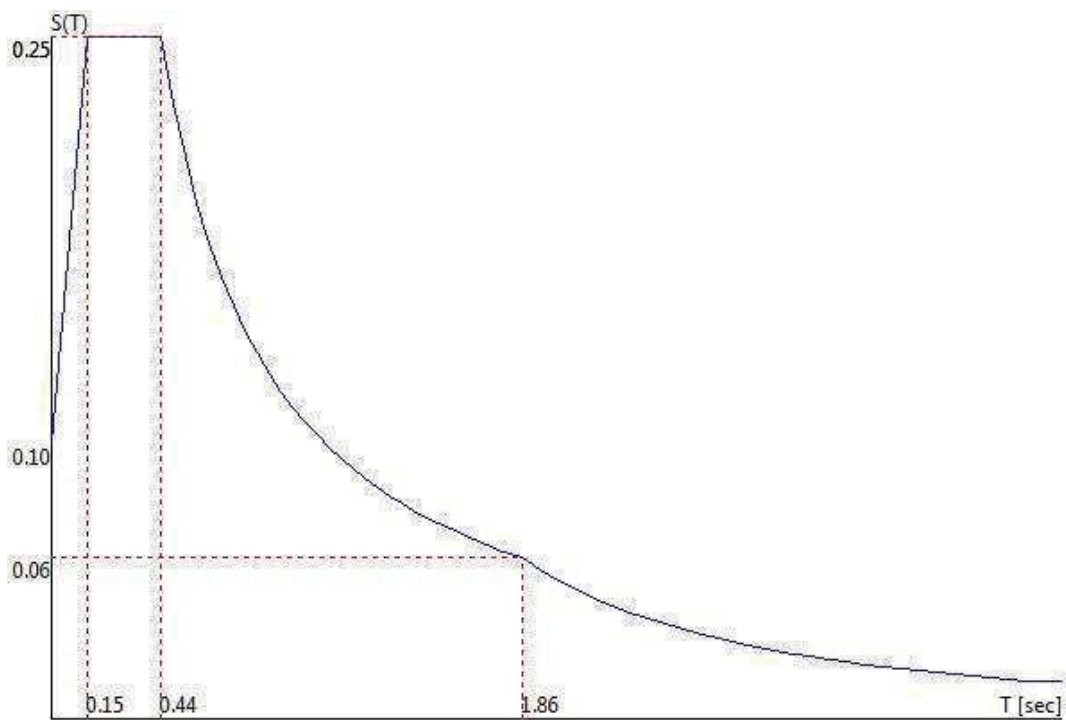


TU 2018 SLD H

- Probabilità di superamento (PVR) 63.0 e periodo di ritorno (TR) 50 (anni)
- Ss 1.500

- TB 0.15 [sec]
- TC 0.44 [sec]
- TD 1.86 [sec]
- a_g/g 0.0661
- F_0 2.4999
- TC^* 0.2700

TU 2018 SLD H



FATTORI DI PARTECIPAZIONE PER IL CALCOLO DELLE MASSE:

Condizione	Commento	Fattore di Partecipazione
1	peso proprio	1.000000
2	portato	1.000000
3	neve	0.000000

Direzioni d'ingresso del Sisma

- SLV Direzione 1 Angolo in pianta 0.00 [°]
- SLV Direzione 2 Angolo in pianta 180.00 [°]
- SLV Direzione 3 Angolo in pianta 90.00 [°]
- SLV Direzione 4 Angolo in pianta 270.00 [°]
- SLD Direzione 5 Angolo in pianta 0.00 [°]
- SLD Direzione 6 Angolo in pianta 180.00 [°]
- SLD Direzione 7 Angolo in pianta 90.00 [°]
- SLD Direzione 8 Angolo in pianta 270.00 [°]

Per la verifica della struttura in progetto oltre all'input sismico, considerato in tutte le direzioni e intensità previste dalla normativa, è stato considerato il peso proprio della struttura metallica e il peso del solaio.

Permanenti





Peso proprio solaio pannello sandwich

35 kg/m²

Accidentali

Neve con accumolo

300 kg/m²

Caso I		Coperture vicine a costruzioni più alte	
		$\alpha = 18.0^\circ$	$b_1 = 7.3 \text{ m}$
Caso II		$h = 7.4 \text{ m}$	$b_2 = 17.0 \text{ m}$
		presenza parapetto anticivolo? no	
		$\mu_i = 0.80$	---> $q_1 = 120 \text{ kg/m}^2$
		(scivolamento da sopra) $\mu_s = 0.40$	---> $q_2 = 306 \text{ kg/m}^2$
		(ridistribuzione del vento) $\mu_w = 1.64$	
		$l_s = 14.8 \text{ m}$	

Non è stata considerata l'azione del vento in quanto la struttura sarà realizzata all'interno della corte principale e pertanto non risulta soggetta a tale azione.

e) Descrizione dei materiali e dei prodotti per uso strutturale, dei requisiti di resistenza meccanica e di durabilità considerati

Di seguito si precisano le caratteristiche meccaniche richieste dei materiali nuovi impiegati:

Acciaio per opere in carpenteria metallica S275

$$f_{yk} = 275 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{tk} = 430 \text{ N/mm}^2$$

Unioni bullonate:

Bulloni Classe 8.8

Viti Classe 8.8

Dadi Classe 8

Valore caratteristico di snervamento $\rightarrow f_{yb} \geq 640 \text{ N/mm}^2$

Valore caratteristico di rottura $\rightarrow f_{tb} \geq 800 \text{ N/mm}^2$

Coefficiente parziale di sicurezza dei bulloni $\rightarrow \gamma_c = 1,25$

Calcestruzzo per fondazioni

Classe di resistenza **C 25/30**

Classe di esposizione **XC2**

Diametro max inerti **20mm**

Resistenza cubica a 28gg $R_{ck} = 250 \text{ N/mm}^2$

Resistenza cilindrica a 28gg $f_{ck} = 20.7 \text{ N/mm}^2$

Resistenza di prog. A comp. $f_{cd} = 11.7 \text{ N/mm}^2$

Acciaio da c.a. in barre Tipo: B 450 C

$f_{y \text{ nom}} = 450 \text{ N/mm}^2$

$f_{t \text{ nom}} = 540 \text{ N/mm}^2$

$f_{yk} \geq f_{y \text{ nom}}$ (snervamento)

$f_{tk} \geq f_{t \text{ nom}}$ (rottura)

$f_t / f_y \geq 1.13$

$f_t / f_{\text{nom}} \geq 1.25$

allung. $\geq 7\%$

Per maggiori dettagli sui materiali impiegati si rimanda alla relazione sui materiali.

f) *Illustrazione dei criteri di progettazione e di modellazione*

La struttura in acciaio è stata progettata come non dissipativa; pertanto è stato adottato un fattore di comportamento unitario. Inoltre si afferma che la struttura in progetto sarà completamente distaccata dalla struttura esistente.

I profili sono ritenuti incastrati alla base e saranno tassellati con resina chimica alle travi di fondazione mediante interposizione di piastra adeguatamente irrigidita. Si riporta una rappresentazione del modello strutturale adottato.

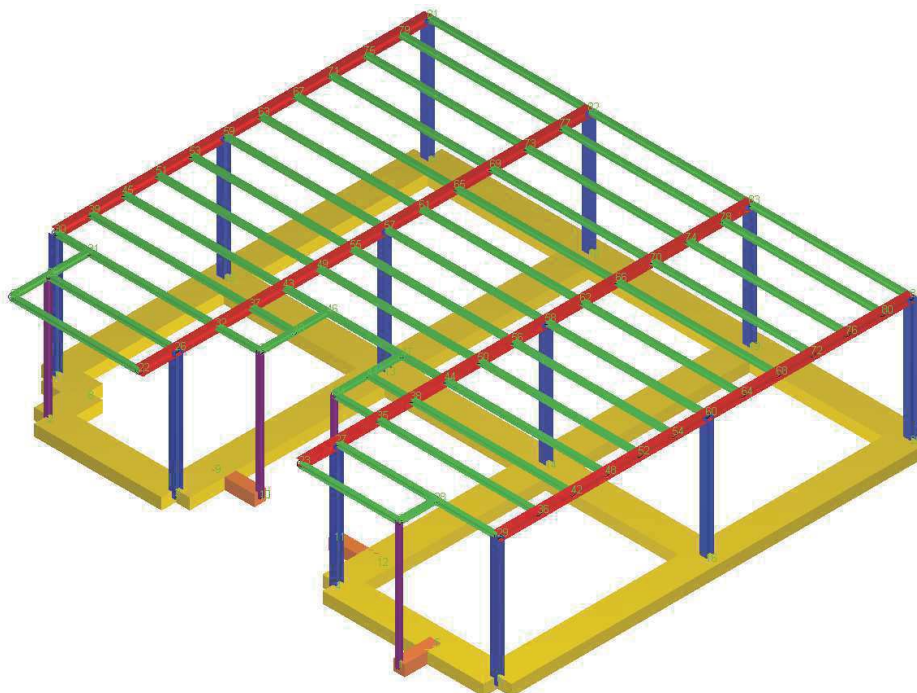


Immagine tridimensionale del modello

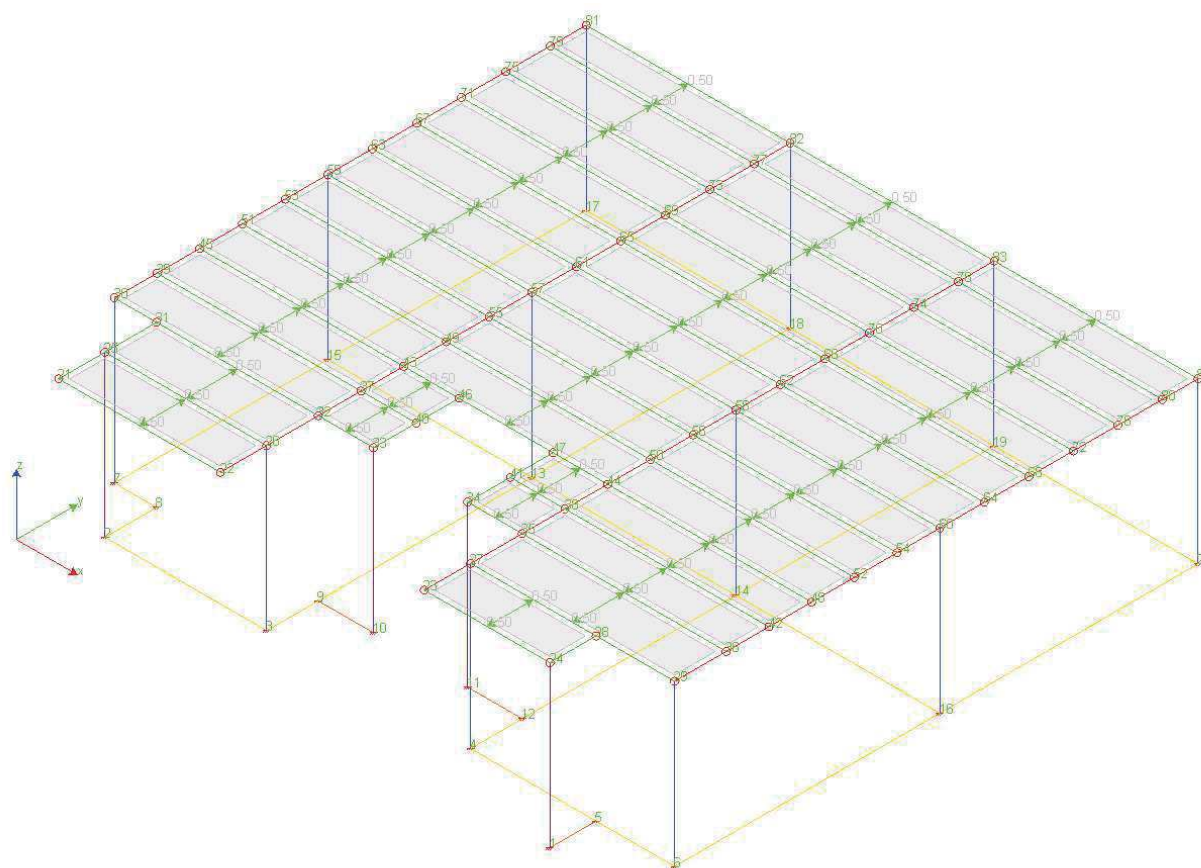


Figura 1 Aree di carico con orditura distribuzione del carico

L'intervento previsto ha carattere di **Nuova costruzione** in quanto, seppure costruito in adiacenza, non interviene a modificare ed a interagire con il comportamento globale della struttura esistente: la struttura sarà realizzata mantenendo una distanza, giunto sismico, tale da non interferire sul comportamento della struttura della porzione esistente e non oggetto d'intervento.

In base a quanto riportato dal D.M. 17.01.2018 al capitolo 7.2.1:

DISTANZA TRA COSTRUZIONI CONTIGUE

La distanza tra costruzioni contigue deve essere tale da evitare fenomeni di martellamento e comunque non può essere inferiore alla somma degli spostamenti massimi determinati per lo *SLV*, calcolati per ciascuna costruzione secondo il § 7.3.3 (analisi lineare) o il § 7.3.4 (analisi non lineare) e tenendo conto, laddove significativo, dello spostamento relativo delle fondazioni delle due costruzioni contigue, secondo quanto indicato ai §§ 3.2.4.1, 3.2.4.2 e 7.3.5;

La distanza tra due punti di costruzioni che si fronteggiano non potrà in ogni caso essere inferiore a 1/100 della quota dei punti considerati, misurata dallo spicco della fondazione o dalla sommità della struttura scatolare rigida di cui al § 7.2.1, moltiplicata per $2a_g S/g \leq 1$.

Qualora non si possano eseguire calcoli specifici, lo spostamento massimo di una costruzione non isolata alla base può essere stimato in 1/100 della sua altezza, misurata come sopra, moltiplicata per $a_g S/g$; in questo caso, la distanza tra costruzioni contigue non potrà essere inferiore alla somma degli spostamenti massimi di ciascuna di esse. Il presente capoverso non si applica ai ponti.

Se le costruzioni hanno dispositivi d'isolamento sismico e/o dissipazione, particolare attenzione va posta al dimensionamento dei distacchi e/o giunti, tenendo in conto le indicazioni riportate nel § 7.10.4 e nel § 7.10.6.

Viene riportato il calcolo del giunto sismico dimensionato allo *SLV*:

Stato Limite di riferimento		SLV
Accelerazione orizzontale massima al suolo	a_g	0.163 g
Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale	F_0	2.3926
Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale	T_C^*	0.296 s
Vita nominale	V_N	50
Quota s.l.m. del sito	q	21 m
Classe d'uso	C	II
Coefficiente d'uso	C_U	1.00
Periodo di riferimento dell'azione sismica	V_R	50
Probabilità di superamento	P_{VR}	10%
Tempo di ritorno dell'azione sismica	T_R	475
Categoria di sottosuolo		C
Coefficienti di amplificazione stratigrafica	S_S	1.47
	C_C	1.57
Categoria topografica		T1
Coefficiente di amplificazione topografica	S_T	1.00
Coefficiente per categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche	S	1.47
Periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante	T_B	0.155 s
Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro	T_C	0.464 s
Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro	T_D	2.252 s
Quota dei punti che si fronteggiano misurata dal piano delle fondazioni	H	5.00 m
Tipologia del fabbricato	Costruzioni a telaio in acciaio	
Coefficiente per tipologia di fabbricato	C_1	0.085
Periodo modo principale della struttura stimato con la formula 7.3.5	$T_{1,stim}$	0.284 s
Periodo modo principale della struttura derivante dall'analisi sismica	$T_{1,eff}$	0.260 s
Metodo di calcolo del periodo modo principale della struttura	Effettivo	
Struttura regolare in pianta?		Si
Struttura regolare in altezza?		Si
Fattore di struttura massimo	q_0	1.00
Fattore riduttivo	K_R	1.00
Fattore di struttura di calcolo	q	1.00
Fattore moltiplicativo spostamenti	μ_d	1.00
Spostamento massimo del nuovo fabbricato ottenuto dall'analisi lineare	d_{Ee}	4.53 cm
Spostamento massimo del nuovo fabbricato sotto azione sismica valutato allo SLV	d_E	4.53 cm
Spostamento massimo del fabbricato esistente valutato allo SLV	$d_{esistente}$	2.39 cm
Dimensione minima del giunto	$d_{giunto,min}$	2.39 cm
Dimensione da calcolo del giunto ($d_{giunto} = d_E + d_{esistente}$)	d_{giunto}	6.92 cm
Peso dell'arrotondamento da applicare alla dimensione da calcolo del giunto	P	1.00
Dimensione consigliata per il giunto ($d_{giunto} > d_E + d_{esistente}$)	d_{giunto}	7.00 cm

Verrà realizzato un giunto di 10 cm.

g) Indicazioni sulle principali combinazioni delle azioni

Le verifiche sono state compiute considerando il DM 17/01/2018.

Di seguito si riporta una tabella riassuntiva delle 18 combinazioni di carico.

NUMERO DI CONDIZIONI DI CARICO ... : 3

NUMERO DI COMBINAZIONI DI CARICO . : 18

Condizione	
1	peso proprio
2	portato
3	neve
4	Sisma 0SLU
5	Sisma 180SLU
6	Sisma 90SLU
7	Sisma 270SLU
8	Sisma 0SLD
9	Sisma 180SLD
10	Sisma 90SLD
11	Sisma 270SLD

COMBINAZIONI DI CARICO:

COMBINAZIONI AGLI STATI LIMITE ULTIMI

Combinazione di carico numero	
1	SLU

Comb.\Cond	1	2	3
1	1.3	1.5	1.5

COMBINAZIONI AGLI STATI LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA

Combinazione di carico numero	
2	Sisma 0 / 90
3	Sisma 0 / 270
4	Sisma 180 / 90
5	Sisma 180 / 270
6	Sisma 90 / 0
7	Sisma 90 / 180
8	Sisma 270 / 0
9	Sisma 270 / 180

Comb.\Cond	1	2	4	5	6	7

2	1	1	1		0.3	
3	1	1	1			0.3
4	1	1		1	0.3	
5	1	1		1		0.3
6	1	1	0.3		1	
7	1	1		0.3	1	
8	1	1	0.3			1
9	1	1		0.3		1

COMBINAZIONI RARE STATI LIMITE DI ESERCIZIO

Combinazione di carico numero	
10	SLE

Comb.\Cond	1	2	3
10	1	1	1

COMBINAZIONI AGLI STATI LIMITE DI DANNO

Combinazione di carico numero	
11	Sisma 0 / 90
12	Sisma 0 / 270
13	Sisma 180 / 90
14	Sisma 180 / 270
15	Sisma 90 / 0
16	Sisma 90 / 180
17	Sisma 270 / 0
18	Sisma 270 / 180

Comb.\Cond	1	2	8	9	10	11
11	1	1	1		0.3	
12	1	1	1			0.3
13	1	1		1	0.3	
14	1	1		1		0.3
15	1	1	0.3		1	
16	1	1		0.3	1	
17	1	1	0.3			1
18	1	1		0.3		1

h) Indicazioni sul metodo di analisi seguito e sintesi dei principali risultati

Il tipo di analisi svolta è quella dinamica lineare, o analisi modale. Di seguito si riportano i principali risultati dell'analisi.

RISULTATI DELL'ANALISI DINAMICA

I_s	raggio d'inerzia polare di piano $I_s = \sqrt{J_p / m}$
X_g, Y_g, Z_g	coordinate centro di massa Modale
D_x, D_y	eccentricità centro di massa-centro delle rigidezze
$K_{r_{zz}}, K_{t_{min}}, K_{t_{max}}$	rigidezze traslanti e torcenti
r_1, r_2	raggi giratori d'inerzia ($r_1 = (K_{r_{zz}}/K_{t_{min}})^{1/2}$, $r_2 = (K_{r_{zz}}/K_{t_{max}})^{1/2}$)
$\Delta K_x, \Delta K_y, \Delta K_z$	incrementi percentuali di rigidezze ($\Delta K = (K_i - K_{i-1})/K_{i-1}$)
$K_{x_i}, K_{y_i}, K_{z_i}$	rigidezze traslanti e torsionali del piano i-esimo rispetto agli assi globali
R	ordinata dello spettro
Coeff.di Part.	coefficienti di partecipazione (in letteratura g_i)
$ L_i / L_1 $	rapporto percentuale fra i fattori di partecipazione del modo i-esimo e del primo modo
Mmi/Mmtot	percentuale massa modale efficace dell'i-esimo modo
Sum Mmi/Mmtot	percentuale cumulativa delle masse modali efficaci
$\Phi_{i,ux}, \Phi_{i,uy}, \Phi_{i,bz}$	spostamenti modali del nodo master

Sintesi dei risultati SLV per direzione d'ingresso del sisma.

Analisi Modale via Vettori di Ritz

Direzione d'ingresso	Modo Principale	Periodo [sec]	% Massa Modale Modo Principale	% Massa Modale Totale
0.00 [°] SLV	1	0.55	90.3	100.0
180.00 [°] SLV	26	0.55	90.3	100.0
90.00 [°] SLV	55	0.26	74.4	100.0
270.00 [°] SLV	80	0.26	74.4	100.0

Autovalori, Periodi Masse Modali efficaci

Analisi Modale via Vettori di Ritz

Risultati angolo di ingresso del sisma: 0.00 [°] SLV

Modo	Periodo [sec]	R	Coefficiente di Partecipazione	% $ L_i / L_1 $	Massa Modale	% M_i/M_{mtot}	% $\Sigma M_i/M_{mtot}$
1	0.55	0.479	5.0917091370e+01		2.5925502930e+03	90.3	90.3
3	0.30	0.572	-1.4459351540e+01	28.4	2.0907284546e+02	7.3	97.6
2	0.42	0.572	-5.5574126244e+00	10.9	3.0884834290e+01	1.1	98.7
4	0.26	0.572	-5.3491148949e+00	10.5	2.8613029480e+01	1.0	99.7
16	0.11	0.474	-1.8779380322e+00	3.7	3.5266511440e+00	0.1	99.8
10	0.19	0.572	1.4029158354e+00	2.8	1.9681727886e+00	0.1	99.9

11	0.19	0.572	9.1585177183e-01	1.8	8.3878445625e-01	0.0	99.9
20	0.08	0.403	8.8449633121e-01	1.7	7.8233373165e-01	0.0	99.9
17	0.10	0.451	7.7223610878e-01	1.5	5.9634858370e-01	0.0	99.9
21	0.07	0.381	7.4804121256e-01	1.5	5.5956566334e-01	0.0	100.0
6	0.25	0.572	5.3861820698e-01	1.1	2.9010957479e-01	0.0	100.0
5	0.26	0.572	5.0903314352e-01	1.0	2.5911474228e-01	0.0	100.0
19	0.08	0.416	5.0037479401e-01	1.0	2.5037494302e-01	0.0	100.0
18	0.09	0.434	4.4971066713e-01	0.9	2.0223967731e-01	0.0	100.0
7	0.23	0.572	3.2310751081e-01	0.6	1.0439846665e-01	0.0	100.0
8	0.23	0.572	-2.7800929546e-01	0.5	7.7289171517e-02	0.0	100.0
22	0.05	0.347	-1.9509510696e-01	0.4	3.8062099367e-02	0.0	100.0
24	0.03	0.300	1.8688888848e-01	0.4	3.4927457571e-02	0.0	100.0
25	0.02	0.275	-1.6212472320e-01	0.3	2.6284426451e-02	0.0	100.0
23	0.04	0.328	1.6157342494e-01	0.3	2.6105972007e-02	0.0	100.0
15	0.12	0.488	4.4262625277e-02	0.1	1.9591799937e-03	0.0	100.0
14	0.13	0.510	-3.5018473864e-02	0.1	1.2262935052e-03	0.0	100.0
9	0.20	0.572	1.5962691978e-02	0.0	2.5480752811e-04	0.0	100.0
13	0.13	0.519	-1.5170115978e-02	0.0	2.3013241298e-04	0.0	100.0
12	0.17	0.572	-9.5185851678e-03	0.0	9.0603462013e-05	0.0	100.0

Risultati angolo di ingresso del sisma: 180.00 [°] SLV

Modo	Periodo [sec]	R	Coefficiente di Partecipazione	% L _i / L ₁	Massa Modale	% M _m /M _{mtot}	% Σ M _m /M _{mtot}
26	0.55	0.479	5.0917091370e+01		2.5925502930e+03	90.3	90.3
28	0.30	0.572	-1.4459351540e+01	28.4	2.0907284546e+02	7.3	97.6
27	0.42	0.572	-5.5574126244e+00	10.9	3.0884834290e+01	1.1	98.7
29	0.26	0.572	-5.3491139412e+00	10.5	2.8613019943e+01	1.0	99.7
41	0.11	0.474	-1.8779380322e+00	3.7	3.5266511440e+00	0.1	99.8
35	0.19	0.572	1.4029177427e+00	2.8	1.9681781530e+00	0.1	99.9
36	0.19	0.572	9.1584920883e-01	1.8	8.3877974749e-01	0.0	99.9
45	0.08	0.403	8.8449627161e-01	1.7	7.8233367205e-01	0.0	99.9
42	0.10	0.451	7.7223658562e-01	1.5	5.9634935856e-01	0.0	99.9
46	0.07	0.381	7.4804121256e-01	1.5	5.5956566334e-01	0.0	100.0
31	0.25	0.572	5.3861624002e-01	1.1	2.9010745883e-01	0.0	100.0
30	0.26	0.572	5.0905412436e-01	1.0	2.5913611054e-01	0.0	100.0
44	0.08	0.416	5.0037473440e-01	1.0	2.5037488341e-01	0.0	100.0
43	0.09	0.434	4.4971010089e-01	0.9	2.0223917067e-01	0.0	100.0
32	0.23	0.572	3.2310214639e-01	0.6	1.0439499468e-01	0.0	100.0
33	0.23	0.572	-2.7801653743e-01	0.5	7.7293194830e-02	0.0	100.0
47	0.05	0.347	-1.9509528577e-01	0.4	3.8062170148e-02	0.0	100.0
49	0.03	0.300	1.8688875437e-01	0.4	3.4927405417e-02	0.0	100.0
50	0.02	0.275	-1.6212467849e-01	0.3	2.6284411550e-02	0.0	100.0
48	0.04	0.328	1.6157355905e-01	0.3	2.6106014848e-02	0.0	100.0

40	0.12	0.488	4.4263258576e-02	0.1	1.9592361059e-03	0.0	100.0
39	0.13	0.510	-3.5018481314e-02	0.1	1.2262940872e-03	0.0	100.0
34	0.20	0.572	1.5958137810e-02	0.0	2.5466215448e-04	0.0	100.0
38	0.13	0.519	-1.5167853795e-02	0.0	2.3006378615e-04	0.0	100.0
37	0.17	0.572	-9.5151336864e-03	0.0	9.0537767392e-05	0.0	100.0

Risultati angolo di ingresso del sisma: 90.00 [°] SLV

Modo	Periodo [sec]	R	Coefficiente di Partecipazione	% L _i / L ₁	Massa Modale	% M _m /M _{mtot}	% Σ M _m /M _{mtot}
55	0.26	0.572	4.6212871552e+01		2.1356293945e+03	74.4	74.4
58	0.23	0.572	1.5966526985e+01	34.5	2.5492997742e+02	8.9	83.3
57	0.23	0.572	1.1788785934e+01	25.5	1.3897547913e+02	4.8	88.1
59	0.20	0.572	1.0042349815e+01	21.7	1.0084879303e+02	3.5	91.6
62	0.17	0.572	-7.6081342697e+00	16.5	5.7883708954e+01	2.0	93.6
61	0.19	0.572	5.6863894463e+00	12.3	3.2335025787e+01	1.1	94.8
66	0.11	0.467	5.2923703194e+00	11.5	2.8009183884e+01	1.0	95.7
63	0.13	0.519	-5.0569710732e+00	10.9	2.5572956085e+01	0.9	96.6
56	0.25	0.572	4.3461012840e+00	9.4	1.8888595581e+01	0.7	97.3
60	0.19	0.572	-4.2725925446e+00	9.2	1.8255046844e+01	0.6	97.9
67	0.10	0.454	-4.2131276131e+00	9.1	1.7750444412e+01	0.6	98.5
70	0.08	0.402	-2.7203757763e+00	5.9	7.4004445076e+00	0.3	98.8
65	0.12	0.490	2.6312894821e+00	5.7	6.9236841202e+00	0.2	99.0
73	0.04	0.320	2.4768052101e+00	5.4	6.1345639229e+00	0.2	99.3
54	0.26	0.572	2.4365983009e+00	5.3	5.9370112419e+00	0.2	99.5
64	0.12	0.492	2.3592040539e+00	5.1	5.5658435822e+00	0.2	99.7
74	0.03	0.300	2.0448784828e+00	4.4	4.1815280914e+00	0.1	99.8
69	0.09	0.422	-1.3747830391e+00	3.0	1.8900283575e+00	0.1	99.9
68	0.09	0.439	-1.2252638340e+00	2.7	1.5012714863e+00	0.1	99.9
71	0.06	0.373	9.5542579889e-01	2.1	9.1283845901e-01	0.0	100.0
75	0.02	0.276	7.5701415539e-01	1.6	5.7307040691e-01	0.0	100.0
72	0.05	0.346	6.8313246965e-01	1.5	4.6666997671e-01	0.0	100.0
53	0.30	0.572	2.7014914155e-01	0.6	7.2980560362e-02	0.0	100.0
52	0.42	0.572	-1.9034546614e-01	0.4	3.6231394857e-02	0.0	100.0
51	0.55	0.479	8.8745608926e-02	0.2	7.8757833689e-03	0.0	100.0

Risultati angolo di ingresso del sisma: 270.00 [°] SLV

Modo	Periodo [sec]	R	Coefficiente di Partecipazione	% L _i / L ₁	Massa Modale	% M _m /M _{mtot}	% Σ M _m /M _{mtot}
80	0.26	0.572	4.6212871552e+01		2.1356293945e+03	74.4	74.4
83	0.23	0.572	1.5966526985e+01	34.5	2.5492997742e+02	8.9	83.3
82	0.23	0.572	1.1788786888e+01	25.5	1.3897549438e+02	4.8	88.1

84	0.20	0.572	1.0042349815e+01	21.7	1.0084879303e+02	3.5	91.6
87	0.17	0.572	-7.6081342697e+00	16.5	5.7883708954e+01	2.0	93.6
86	0.19	0.572	5.6863899231e+00	12.3	3.2335029602e+01	1.1	94.8
91	0.11	0.467	5.2923707962e+00	11.5	2.8009187698e+01	1.0	95.7
88	0.13	0.519	-5.0569710732e+00	10.9	2.5572956085e+01	0.9	96.6
81	0.25	0.572	4.3461017609e+00	9.4	1.8888601303e+01	0.7	97.3
85	0.19	0.572	-4.2725920677e+00	9.2	1.8255043030e+01	0.6	97.9
92	0.10	0.454	-4.2131276131e+00	9.1	1.7750444412e+01	0.6	98.5
95	0.08	0.402	-2.7203757763e+00	5.9	7.4004445076e+00	0.3	98.8
90	0.12	0.490	2.6312882900e+00	5.7	6.9236779213e+00	0.2	99.0
98	0.04	0.320	2.4768052101e+00	5.4	6.1345639229e+00	0.2	99.3
79	0.26	0.572	2.4366006851e+00	5.3	5.9370226860e+00	0.2	99.5
89	0.12	0.492	2.3592052460e+00	5.1	5.5658493042e+00	0.2	99.7
99	0.03	0.300	2.0448784828e+00	4.4	4.1815280914e+00	0.1	99.8
94	0.09	0.422	-1.3747826815e+00	3.0	1.8900274038e+00	0.1	99.9
93	0.09	0.439	-1.2252638340e+00	2.7	1.5012714863e+00	0.1	99.9
96	0.06	0.373	9.5542573929e-01	2.1	9.1283833981e-01	0.0	100.0
100	0.02	0.276	7.5701415539e-01	1.6	5.7307040691e-01	0.0	100.0
97	0.05	0.346	6.8313241005e-01	1.5	4.6666988730e-01	0.0	100.0
78	0.30	0.572	2.7015569806e-01	0.6	7.2984099388e-02	0.0	100.0
77	0.42	0.572	-1.9034798443e-01	0.4	3.6232355982e-02	0.0	100.0
76	0.55	0.479	8.8768705726e-02	0.2	7.8798830509e-03	0.0	100.0

Sintesi dei risultati SLD per direzione d'ingresso del sisma.

Analisi Modale via Vettori di Ritz

Direzione d'ingresso	Modo Principale	Periodo [sec]	% Massa Modale Modo Principale	% Massa Modale Totale
0.00 [°] SLD	101	0.55	90.3	100.0
180.00 [°] SLD	126	0.55	90.3	100.0
90.00 [°] SLD	155	0.26	74.4	100.0
270.00 [°] SLD	180	0.26	74.4	100.0

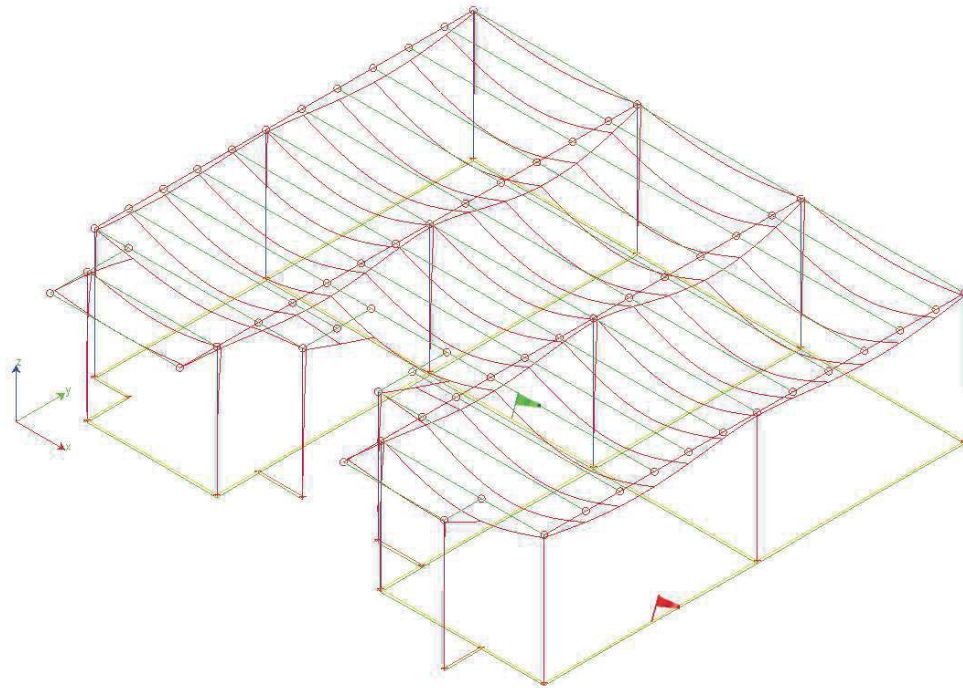
i) Criteri di verifica indagati

I criteri di verifica sono già stati mostrati in modo esaustivo nei paragrafi precedenti, con particolare riferimento alla metodologia di calcolo e alle modalità di verifica effettuate, in accordo con le NTC 2018.

j) Rappresentazione delle configurazioni deformate e delle caratteristiche di sollecitazione delle strutture più significative, sintesi delle verifiche di sicurezza

Si riporta la rappresentazione grafica della configurazioni deformate maggiormente significative della struttura, relativamente agli stati limite di esercizio e relativamente agli stati limite di danno.

Deformata Combinazione SLE



INVILUPPO SOLLECITAZIONI

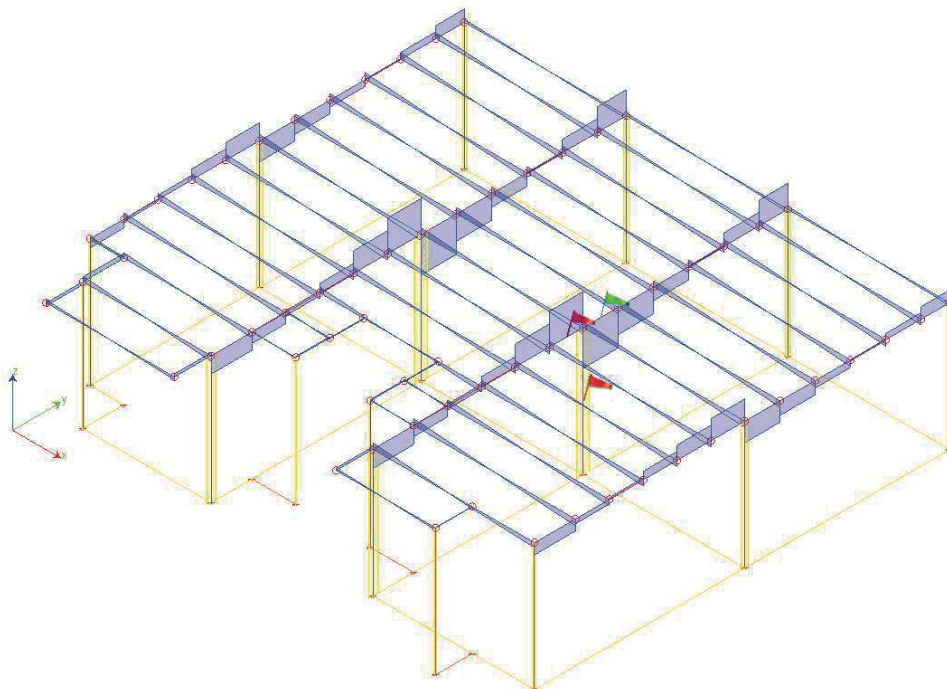


Figura 2 *Inviluppo taglio direzione 1-2*

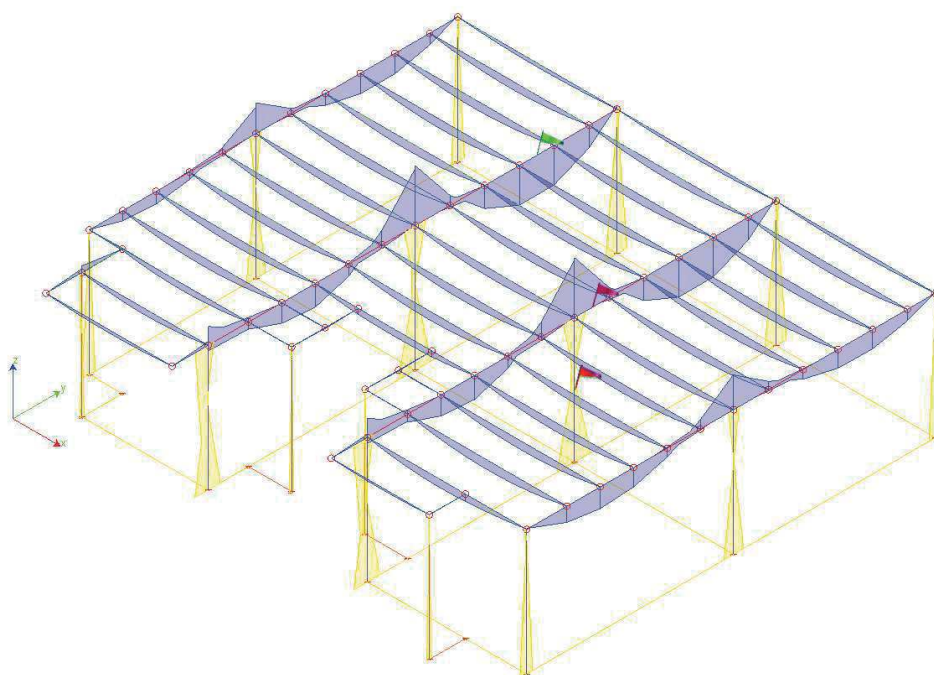


Figura 3 *Inviluppo momento direzione 1-2*

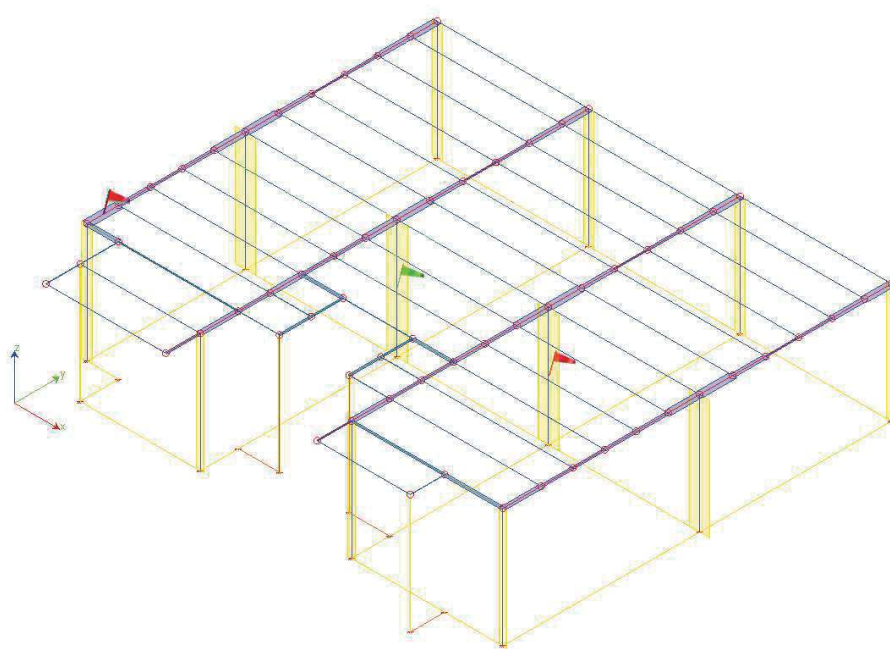


Figura 4 *Inviluppo taglio direzione 1-3*

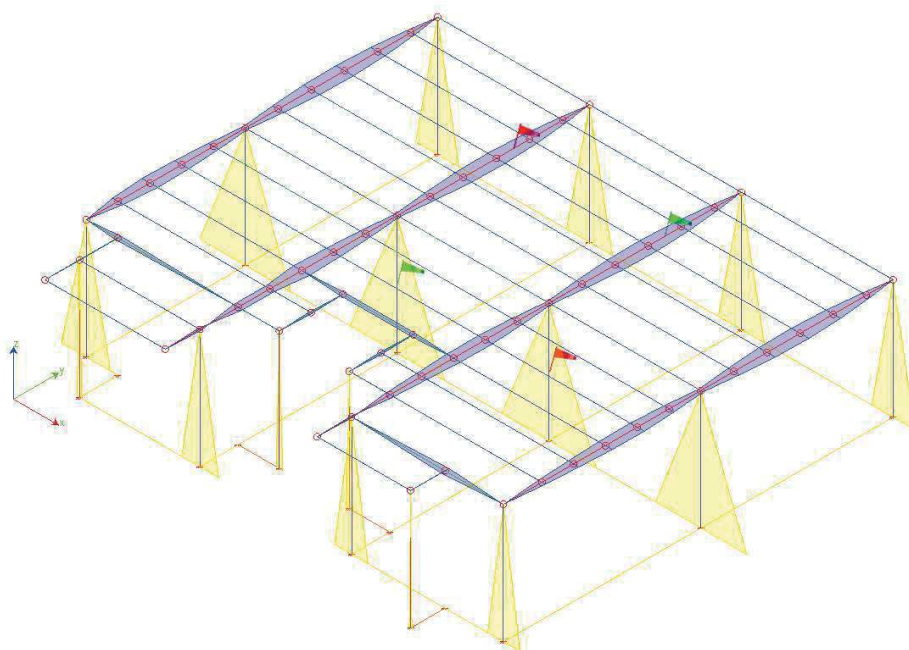


Figura 5 *Inviluppo momento direzione 1-3*

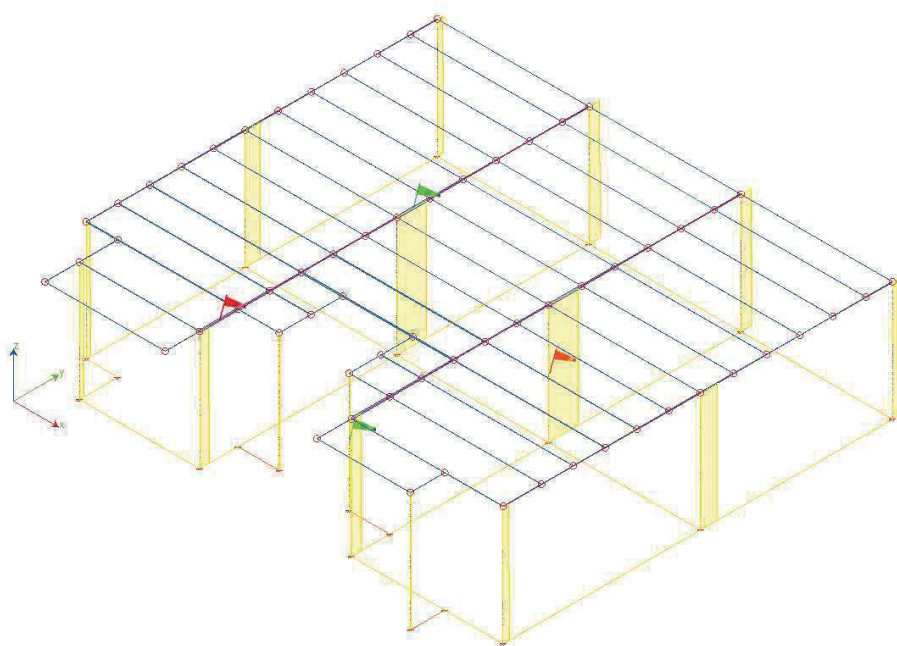


Figura 6 *Inviluppo sforzo normale*

Pilastro Sezione numero 1 HEB 260

Sforzo normale	Min asta 7 30	520.3 [kg]	Comb. 8	Max asta 14 58	28155.2 [kg]	Comb. 1
Taglio piano 1-2	Min asta 14 58	-2249.6 [kg]	Comb. 6	Max asta 14 58	2161.1 [kg]	Comb. 9
Taglio piano 1-3	Min asta 13 57	-1617.9 [kg]	Comb. 5	Max asta 14 58	1615.8 [kg]	Comb. 2
Momento torcente	Min asta 3 26	-16.4 [kgm]	Comb. 4	Max asta 3 26	16.1 [kgm]	Comb. 3

Momento Flet. piano 1-2	Min asta 14 58	-6274.8 [kgm]	Comb. 6	Max asta 14 58	5715.5 [kgm]	Comb. 9
Momento Flet. piano 1-3	Min asta 13 57	-7161.7 [kgm]	Comb. 5	Max asta 14 58	7152.2 [kgm]	Comb. 2

Pilastro Sezione numero 2 HEA 160

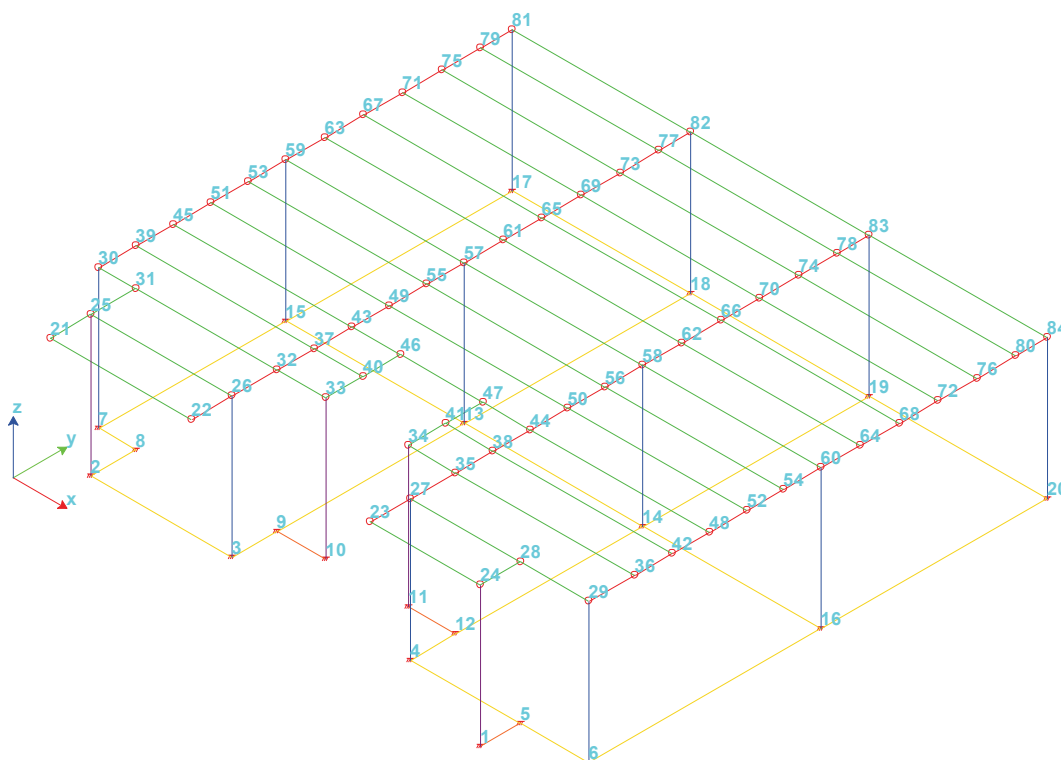
Sforzo normale	Min asta 11 34	104.0 [kg]	Comb. 2	Max asta 2 25	4324.3 [kg]	Comb. 1
Taglio piano 1-2	Min asta 2 25	-237.5 [kg]	Comb. 7	Max asta 2 25	280.7 [kg]	Comb. 8
Taglio piano 1-3	Min asta 10 33	-122.6 [kg]	Comb. 5	Max asta 11 34	122.5 [kg]	Comb. 3
Momento torcente	Min asta 2 25	-1.6 [kgm]	Comb. 4	Max asta 2 25	1.6 [kgm]	Comb. 3
Momento Flet. piano 1-2	Min asta 2 25	-873.1 [kgm]	Comb. 1	Max asta 1 24	778.9 [kgm]	Comb. 9
Momento Flet. piano 1-3	Min asta 10 33	-498.1 [kgm]	Comb. 5	Max asta 11 34	497.5 [kgm]	Comb. 3

Trave Sezione numero 1 HEA 160

Sforzo normale	Min asta 43 46	-838.2 [kg]	Comb. 3	Max asta 43 46	887.2 [kg]	Comb. 4
Taglio piano 1-2	Min asta 35 36	-2105.2 [kg]	Comb. 1	Max asta 35 36	2107.9 [kg]	Comb. 1
Taglio piano 1-3	Min asta 30 31	-359.8 [kg]	Comb. 9	Max asta 30 31	394.4 [kg]	Comb. 6
Momento torcente	Min asta 47 44	-7.9 [kgm]	Comb. 1	Max asta 43 46	7.8 [kgm]	Comb. 1
Momento Flet. piano 1-2	Min asta 35 36	-2999.5 [kgm]	Comb. 1	Max asta 25 31	2052.6 [kgm]	Comb. 1
Momento Flet. piano 1-3	Min asta 28 29	-596.7 [kgm]	Comb. 7	Max asta 28 29	605.6 [kgm]	Comb. 8

Trave Sezione numero 2 HEA 260

Sforzo normale	Min asta 61 57	-1140.8 [kg]	Comb. 6	Max asta 32 26	1329.9 [kg]	Comb. 9
Taglio piano 1-2	Min asta 62 58	-12492.6 [kg]	Comb. 1	Max asta 58 56	11114.2 [kg]	Comb. 1
Taglio piano 1-3	Min asta 39 30	-701.9 [kg]	Comb. 3	Max asta 39 30	719.0 [kg]	Comb. 4
Momento torcente	Min asta 58 56	-32.6 [kgm]	Comb. 2	Max asta 57 55	32.8 [kgm]	Comb. 5
Momento Flet. piano 1-2	Min asta 73 69	-12360.3 [kgm]	Comb. 1	Max asta 62 58	18733.2 [kgm]	Comb. 1
Momento Flet. piano 1-3	Min asta 74 70	-1325.1 [kgm]	Comb. 2	Max asta 73 69	1325.0 [kgm]	Comb. 5



Di seguito si riportano le verifiche sintetiche degli elementi strutturali.

Distribuzione degli elementi (n. di elementi in ogni campo)

Sezione Numero	Sezione tipo	Sd/Sr $\leq 33\%$	Sd/Sr $\leq 66\%$	Sd/Sr $\leq 100\%$	Sd/Sr $\leq 1000\%$
1	HEB 260	66.67 (8)	33.33 (4)	0.00 (0)	0.00 (0)
2	HEA 160	100.00 (4)	0.00 (0)	0.00 (0)	0.00 (0)
1	HEA 160	24.53 (13)	20.75 (11)	54.72 (29)	0.00 (0)
2	HEA 260	67.35 (33)	24.49 (12)	8.16 (4)	0.00 (0)

Elementi maggiormente sollecitati

Elementi Pilastro

Sezione	Min Elemento nodi	Min S _D /S _R	Max Elemento nodi	Max S _D /S _R
1 HEB 260	6 28	0.16	12 56	0.49
2 HEA 160	1 23	0.20	2 24	0.21

Elementi Trave

Sezione	Min Elemento nodi	Min S _D /S _R	Max Elemento nodi	Max S _D /S _R
1 HEA 160	33 34	0.02	34 35	0.92
2 HEA 260	26 22	0.04	61 57	0.82

VERIFICHE PILASTRO DAL NODO 13 AL NODO 57 / Sez. 1 HEB 260

DATI GENERALI

Luce dell'asta	4.50	[m]
Sezione numero	1	HEB 260
$\beta_{1-2/x-x}$	1.00	
$\beta_{1-3/y-y}$	1.00	

Materiale Acciaio S 275

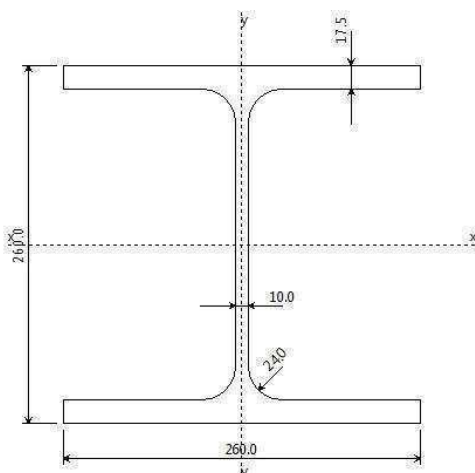
f _y	2750.0	[kg/cm ²]
f _u	4300.0	[kg/cm ²]

ε	0.92	
---------------	------	--

Coefficienti di sicurezza:

γ_{Mo}	1.10	
γ_{M1}	1.10	
γ_{M2}	1.25	

DATI INERZIALI PROFILO : HEB 260



Area	118.65 [cm ²]	A.Traz	118.65 [cm ²] (L collegamento 0 [mm])
Jx	14942 [cm ⁴]	ix	11.22 [cm]
Wx	1149 [cm ³]	Zx	1285 [cm ³]
Jy	5135 [cm ⁴]	iy	6.58 [cm]
Wy	395 [cm ³]	Zy	603 [cm ³]
Jt	124 [cm ⁴]		
Cw	753651 [cm ⁶]		
Curva di instabilità piano 1-2 (x-x)	b		
Curva di instabilità piano 1-3 (y-y)	c		

Classificazione generale della sezione:

- Compressione : **1**
- Flessione Mx : **1**
- Flessione My : **1**

Nelle verifiche a trazione $N_{u,Rd} = \beta A_{net} f_{t,k} / \gamma_2$ $\beta = 0.90$

VERIFICA DI RESISTENZA

Sezione in classe	1	
Area _{Eff}	118.65	[cm ²]
W _{xEff}	1285	[cm ³]
W _{yEff}	603	[cm ³]
Combinazione critica	4	
Ascissa	0.00	[m]
N _D	5079.6 [kg]	N _D /N _R =0.02
M _{x,D}	-2124.4 [kgm]	M _{x,D} /M _{x,R} =0.07
M _{y,D}	-7167.7 [kgm]	M _{y,D} /M _{y,R} =0.48
S _D /S _R	0.48	VERIFICATA

VERIFICA DI INSTABILITÀ DA SFORZO NORMALE**Verifica di Instabilità nel Piano 1/2 / Profilo Singolo**

Luce	4.50	[m]
β (Lc= β L _{Netta})	1.00	
β_A	1.00	
Raggio d'inerzia i	11.22	[cm]
Snellezza	40.10	
Snellezza ridotta λ	0.46	
Curva d'instabilità	b	
Coeff. di riduzione χ	0.90	
L _{LT}	4.50	[m]
N _{cr,T}	1070338.8	[kg]
N _{cr,TF}	1070338.8	[kg]
λ_{LT}	0.55	
Curva _{LT}	a	
χ_{LT}	0.91	
Azione assiale	28079.1 [kg]	Combinazione 1
N _{SD} /N _{SR}	0.11	VERIFICATA

Verifica di Instabilità nel Piano 1/3 / Profilo Singolo

Luce	4.50	[m]
β (Lc= β L _{Netta})	1.00	
β_A	1.00	
Raggio d'inerzia i	6.58	[cm]

Snellezza	68.40	
Snellezza ridotta λ	0.79	
Curva d'instabilità	c	
Coeff. di riduzione χ	0.67	
Azione assiale	28079.1 [kg]	Combinazione 1
N_{SD}/N_{SR}	0.14	VERIFICATA

VERIFICA DI INSTABILITÀ FLESSOTORSIONALE (SVERGOLAMENTO)

Luce dell'asta libera di svergolare	4.50	[m]
Fattore di lunghezza effettiva k	1.00	
Fattore di ritegno torsionale d'estremità k_w	1.00	
Verifica condotta con il metodo generale		
Eccentricità fra il centro di taglio ed il punto di applicazione dei carichi esterni z_g	13.00	[cm]
Fattore z_j	0.00	[cm]
Andamento del diagramma del momento	Lineare	
Coefficienti d'interazione carico vincoli		
C_1	1.00	
C_2	0.00	
C_3	1.00	
Momento critico d'instabilità M_{Cr}	97564.2	[kgm]
Snellezza adimensionale λ_{LT}	0.60	
Curve d'instabilità	a	
Coefficiente di riduzione per instabilità χ_{LT}	0.89	
Sezione in classe	1	
Momento massimo M_D	-6172.0 [kgm]	Combinazione 7
M_{SD}/M_{SR}	0.22	VERIFICATA

VERIFICA DI INSTABILITÀ A PRESSO-FLESSIONE

Verifica condotta in accordo a EC3 UNI EN 1993-1-1:2005 paragrafo 6.3.3 e appendice A.

Sezione in classe	1	
Area _{Eff}	118.65	[cm ²]
W _{xEff}	1285	[cm ³]
W _{yEff}	603	[cm ³]

Combinazione critica	4	
N_D	5079.6 [kg]	$N_D/N_R=0.03$
$M_{x,D}$	-2124.4 [kgm]	$M_{x,D}/M_{x,R}=0.04$
$M_{y,D}$	-7167.7 [kgm]	$M_{y,D}/M_{y,R}=0.37$
S_D/S_R	0.43	VERIFICATA

Verifica di Instabilità nel Piano 1/2 / Profilo Singolo

Luce	4.50	[m]
β ($L_c = \beta L_{Netta}$)	1.00	
β_A	1.00	
Raggio d'inerzia i	11.22	[cm]
Snellezza	40.10	
Snellezza ridotta λ	0.46	
Curva d'instabilità	b	
Coeff. di riduzione χ	0.90	
L_{LT}	4.50	[m]
$N_{cr,T}$	1070338.8	[kg]
$N_{cr,TF}$	1070338.8	[kg]
λ_{LT}	0.55	
Curva _{LT}	a	
χ_{LT}	0.91	
Azione assiale	5079.6 [kg]	Combinazione 4

Verifica di Instabilità nel Piano 1/3 / Profilo Singolo

Luce	4.50	[m]
β ($L_c = \beta L_{Netta}$)	1.00	
β_A	1.00	
Raggio d'inerzia i	6.58	[cm]
Snellezza	68.40	
Snellezza ridotta λ	0.79	
Curva d'instabilità	c	
Coeff. di riduzione χ	0.67	
Azione assiale	5079.6 [kg]	Combinazione 4

VERIFICHE PILASTRO DAL NODO 2 AL NODO 25 / Sez. 2 HEA 160

DATI GENERALI

Luce dell'asta	4.50	[m]
Sezione numero	2	HEA 160
$\beta_{1-2/x-x}$	1.00	
$\beta_{1-3/y-y}$	1.00	

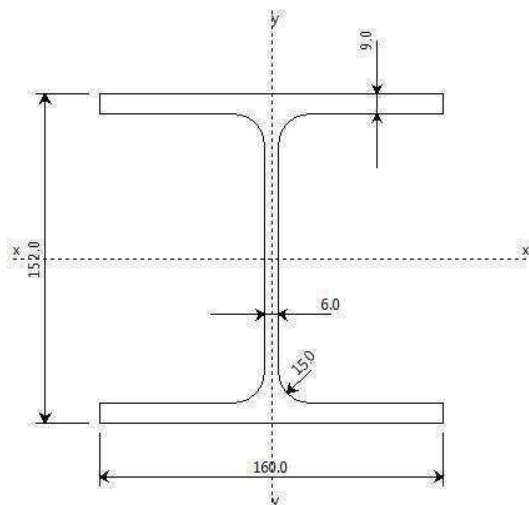
Materiale Acciaio S 275

f_y	2750.0	[kg/cm ²]
f_u	4300.0	[kg/cm ²]
ϵ	0.92	

Coefficienti di sicurezza:

γ_{Mo}	1.10	
γ_{M1}	1.10	
γ_{M2}	1.25	

DATI INERZIALI PROFILO : HEA 160



Area	38.85 [cm ²]	A.Tra z	38.85 [cm ²] (L collegamento 0 [mm])
Jx	1676 [cm ⁴]	ix	6.57 [cm]
Wx	221 [cm ³]	Zx	246 [cm ³]
Jy	616 [cm ⁴]	iy	3.98 [cm]
Wy	77 [cm ³]	Zy	118 [cm ³]
Jt	12 [cm ⁴]		
Cw	31410 [cm ⁶]		

Curva di instabilità piano 1-2 (x-x)	b	
Curva di instabilità piano 1-3 (y-y)	c	

Classificazione generale della sezione:

- Compressione : **1**
- Flessione Mx : **1**
- Flessione My : **1**

Nelle verifiche a trazione $N_{u,Rd} = \beta A_{net} f_{t,k} / \gamma_2$ $\beta = 0.90$

VERIFICA DI RESISTENZA

Sezione in classe	1	
Area _{Eff}	38.85	[cm ²]
W _{xEff}	246	[cm ³]
W _{yEff}	118	[cm ³]
Combinazione critica	1	
Ascissa	4.50	[m]
N _D	4137.2 [kg]	N _D /N _R =0.04
M _{x,D}	-860.8 [kgm]	M _{x,D} /M _{x,R} =0.14
M _{y,D}	26.2 [kgm]	M _{y,D} /M _{y,R} =0.01
S _D /S _R	0.14	VERIFICATA

VERIFICA DI INSTABILITÀ DA SFORZO NORMALE

Verifica di Instabilità nel Piano 1/2 / Profilo Singolo

Luce	4.50	[m]
β (Lc= β L _{Netta})	1.00	
β_A	1.00	
Raggio d'inerzia i	6.57	[cm]
Snellezza	68.51	
Snellezza ridotta λ	0.79	
Curva d'instabilità	b	

Coeff. di riduzione χ	0.73	
L_{LT}	4.50	[m]
$N_{cr,T}$	228157.7	[kg]
$N_{cr,TF}$	228157.7	[kg]
λ_{LT}	0.68	
Curva $_{LT}$	a	
χ_{LT}	0.85	
Azione assiale	4315.6 [kg]	Combinazione 1
N_{SD}/N_{SR}	0.06	VERIFICATA

Verifica di Instabilità nel Piano 1/3 / Profilo Singolo

Luce	4.50	[m]
β ($L_c = \beta L_{Netta}$)	1.00	
β_A	1.00	
Raggio d'inerzia i	3.98	[cm]
Snellezza	113.05	
Snellezza ridotta λ	1.30	
Curva d'instabilità	c	
Coeff. di riduzione χ	0.39	
Azione assiale	4315.6 [kg]	Combinazione 1
N_{SD}/N_{SR}	0.11	VERIFICATA

VERIFICA DI INSTABILITÀ FLESSOTORSIONALE (SVERGOLAMENTO)

Luce dell'asta libera di svergolare	4.50	[m]
Fattore di lunghezza effettiva k	1.00	
Fattore di ritegno torsionale d'estremità k_w	1.00	
Verifica condotta con il metodo generale		
Eccentricità fra il centro di taglio ed il punto di applicazione dei carichi esterni z_g	7.60	[cm]
Fattore z_j	0.00	[cm]
Andamento del diagramma del momento	Lineare	
Coefficienti d'interazione carico vincoli		
C_1	1.96	
C_2	0.00	
C_3	0.93	

Momento critico d'instabilità M_{Cr}	18057.5	[kgm]
Snellezza adimensionale λ_{LT}	0.61	
Curve d'instabilità	a	
Coefficiente di riduzione per instabilità χ_{LT}	0.89	
Sezione in classe	1	
Momento massimo M_D	-860.8 [kgm]	Combinazione 1
M_{SD}/M_{SR}	0.16	VERIFICATA

VERIFICA DI INSTABILITÀ A PRESSO-FLESSIONE

Verifica condotta in accordo a EC3 UNI EN 1993-1-1:2005 paragrafo 6.3.3 e appendice A.

Sezione in classe	1	
Area _{Eff}	38.85	[cm ²]
W _{xEff}	246	[cm ³]
W _{yEff}	118	[cm ³]
Combinazione critica	1	
N _D	4137.2 [kg]	N _D /N _R =0.06
M _{x,D}	860.8 [kgm]	M _{x,D} /M _{x,R} =0.15
M _{y,D}	26.2 [kgm]	M _{y,D} /M _{y,R} =0.01
S _D /S _R	0.21	VERIFICATA

Verifica di Instabilità nel Piano 1/2 / Profilo Singolo

Luce	4.50	[m]
β (Lc= β L _{Netta})	1.00	
β_A	1.00	
Raggio d'inerzia i	6.57	[cm]
Snellezza	68.51	
Snellezza ridotta λ	0.79	
Curva d'instabilità	b	
Coeff. di riduzione χ	0.73	
L _{LT}	4.50	[m]
N _{cr,T}	228157.7	[kg]
N _{cr,TF}	228157.7	[kg]
λ_{LT}	0.68	
Curva _{LT}	a	
χ_{LT}	0.85	

Azione assiale	4137.2 [kg]	Combinazione 1
----------------	-------------	----------------

Verifica di Instabilità nel Piano 1/3 / Profilo Singolo

Luce	4.50	[m]
β ($L_c = \beta L_{Netta}$)	1.00	
β_A	1.00	
Raggio d'inerzia i	3.98	[cm]
Snellezza	113.05	
Snellezza ridotta λ	1.30	
Curva d'instabilità	c	
Coeff. di riduzione χ	0.39	
Azione assiale	4137.2 [kg]	Combinazione 1

VERIFICHE TRAVE DAL NODO 61 AL NODO 57 / Sez. 2 HEA 260

DATI GENERALI

Luce dell'asta	1.25	[m]
Sezione numero	2	HEA 260
$\beta_{1-2/x-x}$	1.00	
$\beta_{1-3/y-y}$	1.00	

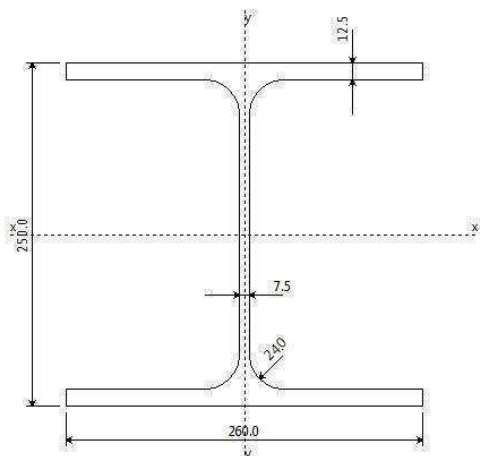
Materiale Acciaio S 275

f_y	2750.0	[kg/cm ²]
f_u	4300.0	[kg/cm ²]
ϵ	0.92	

Coefficienti di sicurezza:

γ_{Mo}	1.10	
γ_{M1}	1.10	
γ_{M2}	1.25	

DATI INERZIALI PROFILO : HEA 260



Area	87.03 [cm ²]	A.Traz	87.03 [cm ²] (L collegamento 0 [mm])
Jx	10477 [cm ⁴]	ix	10.97 [cm]
Wx	838 [cm ³]	Zx	922 [cm ³]
Jy	3668 [cm ⁴]	iy	6.49 [cm]
Wy	282 [cm ³]	Zy	430 [cm ³]
Jt	52 [cm ⁴]		
Cw	516352 [cm ⁶]		
Curva di instabilità piano 1-2 (x-x)	b		
Curva di instabilità piano 1-3 (y-y)	c		

Classificazione generale della sezione:

- Compressione : **1**
- Flessione Mx : **1**
- Flessione My : **1**

Nelle verifiche a trazione $N_{u,Rd} = \beta A_{net} f_{t,k} / \gamma_2$ $\beta = 0.90$

VERIFICA DI RESISTENZA

Sezione in classe	1	
Area _{Eff}	87.03	[cm ²]
Wx _{Eff}	922	[cm ³]
Wy _{Eff}	430	[cm ³]
Combinazione critica	1	
Ascissa	1.25	[m]
N _D	627.3 [kg]	N _D /N _R =0.00

$M_{x,D}$	18742.7 [kgm]	$M_{x,D}/M_{x,R}=0.81$
$M_{y,D}$	-1.4 [kgm]	$M_{y,D}/M_{y,R}=0.00$
S_D/S_R	0.81	VERIFICATA

VERIFICA DI INSTABILITÀ DA SFORZO NORMALE

Verifica di Instabilità nel Piano 1/2 / Profilo Singolo

Luce	1.25	[m]
β ($L_c = \beta L_{Netta}$)	1.00	
β_A	1.00	
Raggio d'inerzia i	10.97	[cm]
Snellezza	11.39	
Snellezza ridotta λ	0.13	
Curva d'instabilità	b	
Coeff. di riduzione χ	1.00	
L_{LT}	1.25	[m]
$N_{cr,T}$	4484535.0	[kg]
$N_{cr,TF}$	4484535.0	[kg]
λ_{LT}	0.23	
Curva $_{LT}$	a	
χ_{LT}	0.99	
Azione assiale	1265.3 [kg]	Combinazione 8
N_{SD}/N_{SR}	0.01	VERIFICATA

Verifica di Instabilità nel Piano 1/3 / Profilo Singolo

Luce	1.25	[m]
β ($L_c = \beta L_{Netta}$)	1.00	
β_A	1.00	
Raggio d'inerzia i	6.49	[cm]
Snellezza	19.25	
Snellezza ridotta λ	0.22	
Curva d'instabilità	c	
Coeff. di riduzione χ	0.99	
Azione assiale	1265.3 [kg]	Combinazione 8
N_{SD}/N_{SR}	0.01	VERIFICATA

VERIFICA DI INSTABILITÀ FLESSOTORSIONALE (SVERGOLAMENTO)

Luce dell'asta libera di svergolare	1.25	[m]
-------------------------------------	------	-----

Fattore di lunghezza effettiva k	1.00	
Fattore di ritegno torsionale d'estremità k_w	1.00	
Verifica condotta con il metodo generale		
Eccentricità fra il centro di taglio ed il punto di applicazione dei carichi esterni z_g	12.50	[cm]
Fattore z_j	0.00	[cm]
Andamento del diagramma del momento	NON Lineare	
Coefficienti d'interazione carico vincoli		
C_1	1.28	
C_2	1.56	
C_3	0.75	
Momento critico d'instabilità M_{Cr}	220033.2	[kgm]
Snellezza adimensionale λ_{LT}	0.34	
Curve d'instabilità	a	
Coefficiente di riduzione per instabilità χ_{LT}	1.00	
Sezione in classe	1	
Momento massimo M_D	18742.7 [kgm]	Combinazione 1
M_{SD}/M_{SR}	0.81	VERIFICATA

VERIFICA DI INSTABILITÀ A PRESSO-FLESSIONE

Verifica condotta in accordo a EC3 UNI EN 1993-1-1:2005 paragrafo 6.3.3 e appendice A.

Sezione in classe	1	
Area _{Eff}	87.03	[cm ²]
W _{xEff}	922	[cm ³]
W _{yEff}	430	[cm ³]
Combinazione critica	1	
N_D	627.3 [kg]	$N_D/N_R=0.00$
$M_{x,D}$	18742.7 [kgm]	$M_{x,D}/M_{x,R}=0.81$
$M_{y,D}$	1.4 [kgm]	$M_{y,D}/M_{y,R}=0.00$
S_D/S_R	0.82	VERIFICATA

Verifica di Instabilità nel Piano 1/2 / Profilo Singolo

Luce	1.25	[m]
β ($L_c = \beta L_{Netta}$)	1.00	
β_A	1.00	

Raggio d'inerzia i	10.97	[cm]
Snellezza	11.39	
Snellezza ridotta λ	0.13	
Curva d'instabilità	b	
Coeff. di riduzione χ	1.00	
L_{LT}	1.25	[m]
$N_{cr,T}$	4484535.0	[kg]
$N_{cr,TF}$	4484535.0	[kg]
λ_{LT}	0.23	
Curva $_{LT}$	a	
χ_{LT}	0.99	
Azione assiale	627.3 [kg]	Combinazione 1

Verifica di Instabilità nel Piano 1/3 / Profilo Singolo

Luce	1.25	[m]
β ($L_c = \beta L_{Netta}$)	1.00	
β_A	1.00	
Raggio d'inerzia i	6.49	[cm]
Snellezza	19.25	
Snellezza ridotta λ	0.22	
Curva d'instabilità	c	
Coeff. di riduzione χ	0.99	
Azione assiale	627.3 [kg]	Combinazione 1

VERIFICHE TRAVE DAL NODO 34 AL NODO 35 / Sez. 1 HEA 160

DATI GENERALI

Luce dell'asta	5.73	[m]
Sezione numero	1	HEA 160
$\beta_{1-2/x-x}$	1.00	
$\beta_{1-3/y-y}$	1.00	

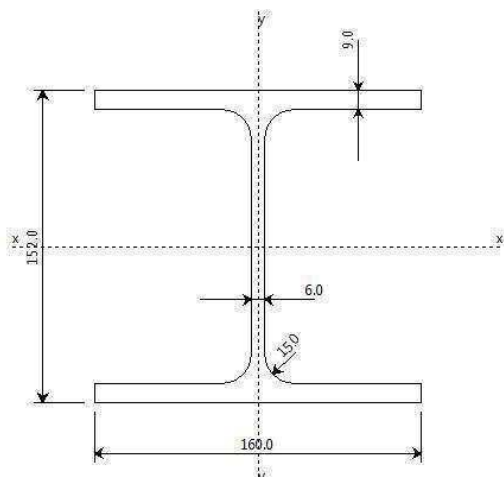
Materiale Acciaio S 275

f_y	2750.0	[kg/cm ²]
f_u	4300.0	[kg/cm ²]
ϵ	0.92	

Coefficienti di sicurezza:

Y_{Mo}	1.10	
Y_{M1}	1.10	
Y_{M2}	1.25	

DATI INERZIALI PROFILO : HEA 160



Area	38.85 [cm ²]	A.Tra z	38.85 [cm ²] (L collegamento 0 [mm])
Jx	1676 [cm ⁴]	ix	6.57 [cm]
Wx	221 [cm ³]	Zx	246 [cm ³]
Jy	616 [cm ⁴]	iy	3.98 [cm]
Wy	77 [cm ³]	Zy	118 [cm ³]
Jt	12 [cm ⁴]		
Cw	31410 [cm ⁶]		
Curva di instabilità piano 1-2 (x- x)	b		
Curva di instabilità piano 1-3 (y- y)	c		

Classificazione generale della sezione:

- Compressione : **1**
- Flessione Mx : **1**
- Flessione My : **1**

Nelle verifiche a trazione $N_{u,Rd} = \beta A_{net} f_{t,k} / \gamma_2$ $\beta = 0.90$

VERIFICA DI RESISTENZA

Sezione in classe	1	
$Area_{Eff}$	38.85	[cm ²]
Wx_{Eff}	246	[cm ³]
Wy_{Eff}	118	[cm ³]
Combinazione critica	1	
Ascissa	2.86	[m]
N_D	1.5 [kg]	$N_D/N_R=0.00$
$M_{x,D}$	-2999.5 [kgm]	$M_{x,D}/M_{x,R}=0.49$
$M_{y,D}$	-0.0 [kgm]	$M_{y,D}/M_{y,R}=0.00$
S_D/S_R	0.49	VERIFICATA

VERIFICA DI INSTABILITÀ DA SFORZO NORMALE**Verifica di Instabilità nel Piano 1/2 / Profilo Singolo**

Luce	5.73	[m]
β ($L_c = \beta L_{Netta}$)	1.00	
β_A	1.00	
Raggio d'inerzia i	6.57	[cm]
Snellezza	87.24	
Snellezza ridotta λ	1.01	
Curva d'instabilità	b	
Coeff. di riduzione χ	0.59	
L_{LT}	5.73	[m]
$N_{cr,T}$	207271.2	[kg]
$N_{cr,TF}$	207271.2	[kg]
λ_{LT}	0.72	
Curva _{LT}	a	
χ_{LT}	0.84	
Azione assiale	76.4 [kg]	Combinazione 2
N_{SD}/N_{SR}	0.00	VERIFICATA

Verifica di Instabilità nel Piano 1/3 / Profilo Singolo

Luce	5.73	[m]
β ($L_c = \beta L_{Netta}$)	1.00	
β_A	1.00	
Raggio d'inerzia i	3.98	[cm]

Snellezza	143.94	
Snellezza ridotta λ	1.66	
Curva d'instabilità	c	
Coeff. di riduzione χ	0.27	
Azione assiale	76.4 [kg]	Combinazione 2
N_{SD}/N_{SR}	0.00	VERIFICATA

VERIFICA DI INSTABILITÀ FLESSOTORSIONALE (SVERGOLAMENTO)

Luce dell'asta libera di svergolare	5.73	[m]
Fattore di lunghezza effettiva k	1.00	
Fattore di ritegno torsionale d'estremità k_w	1.00	
Verifica condotta con il metodo generale		
Eccentricità fra il centro di taglio ed il punto di applicazione dei carichi esterni z_g	7.60	[cm]
Fattore z_j	0.00	[cm]
Andamento del diagramma del momento	NON Lineare	
Coefficienti d'interazione carico vincoli		
C_1	1.28	
C_2	1.56	
C_3	0.75	
Momento critico d'instabilità M_{Cr}	4730.1	[kgm]
Snellezza adimensionale λ_{LT}	1.20	
Curve d'instabilità	a	
Coefficiente di riduzione per instabilità χ_{LT}	0.53	
Sezione in classe	1	
Momento massimo M_D	-2999.5 [kgm]	Combinazione 1
M_{SD}/M_{SR}	0.92	VERIFICATA

VERIFICA DI INSTABILITÀ A PRESSO-FLESSIONE

Verifica condotta in accordo a EC3 UNI EN 1993-1-1:2005 paragrafo 6.3.3 e appendice A.

Sezione in classe	1	
Area _{Eff}	38.85	[cm²]
W _{xEff}	246	[cm³]
W _{yEff}	118	[cm³]
Combinazione critica	1	

N_D	1.5 [kg]	$N_D/N_R=0.00$
$M_{x,D}$	2999.5 [kgm]	$M_{x,D}/M_{x,R}=0.92$
$M_{y,D}$	0.0 [kgm]	$M_{y,D}/M_{y,R}=0.00$
S_D/S_R	0.92	VERIFICATA

Verifica di Instabilità nel Piano 1/2 / Profilo Singolo

Luce	5.73	[m]
β ($L_c = \beta L_{Netta}$)	1.00	
β_A	1.00	
Raggio d'inerzia i	6.57	[cm]
Snellezza	87.24	
Snellezza ridotta λ	1.01	
Curva d'instabilità	b	
Coeff. di riduzione χ	0.59	
L_{LT}	5.73	[m]
$N_{cr,T}$	207271.2	[kg]
$N_{cr,TF}$	207271.2	[kg]
λ_{LT}	0.72	
Curva _{LT}	a	
χ_{LT}	0.84	
Azione assiale	1.5 [kg]	Combinazione 1

Verifica di Instabilità nel Piano 1/3 / Profilo Singolo

Luce	5.73	[m]
β ($L_c = \beta L_{Netta}$)	1.00	
β_A	1.00	
Raggio d'inerzia i	3.98	[cm]
Snellezza	143.94	
Snellezza ridotta λ	1.66	
Curva d'instabilità	c	
Coeff. di riduzione χ	0.27	
Azione assiale	1.5 [kg]	Combinazione 1

k) Caratteristiche e affidabilità codice di calcolo

Il software utilizzato è:

En.Ex.Sys. WinStrand

- Structural Analysis & Design

Ditta produttrice:

En.Ex.Sys. s.r.l. - Via Tizzano 46/2 - Casalecchio di Reno (Bologna)

Sigla:

WinStrand

Piattaforma software:

Microsoft Windows XP Home, Microsoft Windows XP Home Professional

Documentazione in uso:

Manuale teorico - Manuale d'uso

Campo di applicazione:

Analisi statica e dinamica di strutture in campo elastico lineare.

Per verificare l'affidabilità del codice di calcolo si analizza un telaio piano caricato da una forza verticale P al centro del telaio:

Tipi di analisi: statica lineare

l) Strutture geotecniche e di fondazione

Le fondazioni della nuova struttura saranno realizzate a travi a sezione 100x40 e 40x40 e si andranno ad attestare ad una quota di circa -1 m dal piano campagna attuale. Per raggiungere tale quota sarà possibile effettuare un riempimento con stabilizzato fino a circa -0,60 m e quindi realizzare le fondazioni superficiali o attestarsi direttamente con le travi alla quota di scavo.

Il tecnico incaricato

Ing. Fabio Lambertini

Comune di Valsamoggia (BO)

RIQUALIFICAZIONE DELLE PIAZZE DI BAZZANO, MONTEVEGLIO, CASTELLETTO E SAVIGNO

Committente:

Comune di Valsamoggia

Progettazione:

Ing. Fabio Lambertini

Via Emilia Est 341, 41125 Modena

Responsabile unico del Procedimento:

Geom. Stefano Cremonini

RELAZIONE SUI MATERIALI

IDENTIFICAZ. COMMESSA:

19018 Masi Ricciardi Monteveglio

Emissione Gennaio 2019

1° Revisione

2° Revisione

Ing. Fabio Lambertini

Via Emilia Est 341

41125 Modena

RELAZIONE SUI MATERIALI

Descrizione e caratteristiche dei materiali impiegati

- Acciaio da carpenteria S275 UNI EN 10025-2:

Valore caratteristico di snervamento $\rightarrow f_{yk} \geq 275 \text{ N/mm}^2$

Valore caratteristico di rottura $\rightarrow f_{tk} \geq 430 \text{ N/mm}^2$

Coefficiente parziale di sicurezza $\rightarrow \gamma_c = 1,05$

Si prescrive che i profili siano marcati CE con riferimento alla classe di esecuzione EXC2 in accordo alla norma UNI 1090-1:2012

- Unioni bullonate:

Bulloni Classe 8.8

Viti Classe 8.8

Dadi Classe 8

Valore caratteristico di snervamento $\rightarrow f_{yb} \geq 640 \text{ N/mm}^2$

Valore caratteristico di rottura $\rightarrow f_{tb} \geq 800 \text{ N/mm}^2$

Coefficiente parziale di sicurezza dei bulloni $\rightarrow \gamma_c = 1,25$

- Calcestruzzo per fondazioni

Classe di resistenza **C 25/30**

Classe di esposizione **XC2**

Diametro max inerti **20mm**

Resistenza cubica a 28gg **Rck = 30 N/mm²**

Resistenza cilindrica a 28gg **fck = 24.9 N/mm²**

Resistenza di prog. A comp. **fcd = 14.1 N/mm²**

- Acciaio da c.a. in barre

Tipo: **B 450 C**

$f_{y \text{ nom}} = 450 \text{ N/mm}^2$

$f_{t \text{ nom}} = 540 \text{ N/mm}^2$

$f_{yk} \geq f_{y \text{ nom}}$ (snervamento)

$f_{tk} \geq f_{t \text{ nom}}$ (rottura)

$f_t / f_y \geq 1.13$

$f_t / f_{\text{nom}} \geq 1.25$

allung. $\geq 7\%$

Il tecnico incaricato

Ing. Fabio Lambertini

Comune di Valsamoggia (BO)

RIQUALIFICAZIONE DELLE PIAZZE DI BAZZANO, MONTEVEGLIO, CASTELLETTO E SAVIGNO

Committente:

Comune di Valsamoggia

Progettazione:

Ing. Fabio Lambertini

Via Emilia Est 341, 41125 Modena

Responsabile unico del Procedimento:

Geom. Stefano Cremonini

RELAZIONE GEOTECNICA

IDENTIFICAZ. COMMESSA:

19018 Masi Ricciardi Monteveglio

Emissione Gennaio 2019

1° Revisione

2° Revisione

Ing. Fabio Lambertini

Via Emilia Est 341

41125 Modena

FABIO LAMBERTINI
TEL. 338/3994061 – 051/964052

VIA EMILIA EST 341
40132 - BOLOGNA

Sommario

1. PREMESSA	5
2. INDAGINI GEOLOGICHE	5
3. VALUTAZIONE DELLA PORTATA LIMITE DEL TERRENO E VERIFICA DELLA PRESSIONE MASSIMA DI PROGETTO	8
4. VERIFICA TRAVI DI FONDAZIONE.....	9

FABIO LAMBERTINI
TEL. 338/3994061 – 051/964052

VIA EMILIA EST 341
40132 - BOLOGNA

1. Premessa

La presente relazione geotecnica riguarda la realizzazione di una struttura metallica posta in corrispondenza della corte aperta dello storico edificio municipale di Monteveglio (BO).

La nuova struttura metallica ad un piano sarà destinata ad autorimessa. Le fondazioni di tipo nastriforme andranno ad attestarsi ad una quota di circa – 1 metro rispetto al piano campagna.

2. Indagini Geologiche

Per le caratteristiche geognostiche del terreno di fondazione si è fatto riferimento alla relazione geologica e geotecnica redatta dalla Dott.ssa Paola Montaguti in giugno 2005 in occasione dei lavori di demolizione e ricostruzione dell'immobile "Casa dell'Adelina" ubicata di fronte all'edificio in esame. In tale relazione non sono presenti considerazioni sulla categoria di sottosuolo pertanto a favore di sicurezza è stata considerata una categoria di sottosuolo pari a C.

Estratti della relazione geologica

4.1 – Metodologie di indagine

Come accennato in premessa, per l'identificazione delle caratteristiche fisico-meccaniche dei terreni che costituiscono il primo sottosuolo, sono state eseguite 2 penetrometrie statiche (CPT) e 2 trivellazioni a secco (S), che hanno raggiunto le seguenti profondità:

CPT 1= 2,80 m

CPT 2=10 m

S 1 =8,00 m

S 2 =6,00 m

La CPT 1 si è arrestata alla profondità di 2,80 m in corrispondenza di un banco di ghiaia pertanto la S 1 è stata realizzata in nel foro della stessa CPT 1.

Dalle presenti indagini si può quindi risalire ad un modello stratigrafico:

- Unità 1: terreno di riporto dello spessore 60-80 cm.
- Unità 2: terreni costituiti da uno spessore massimo di 2,80 m di sedimenti fini di natura argilloso limosa, con presenza di trovanti calcarei.
- Unità 3: sedimenti grossolani alluvionali di conoide, Fosso san Teodoro, e di terrazzo, Torrente Ghiara di Serravalle, dello spessore massimo di 3,40 m, costituiti da ghiaie eterometriche immerse in matrice più o meno abbondante di natura limoso argillosa.
- Unità 4: substrato pseudo litico di tipo argilloso con trovanti calcarei attribuibile alla Formazione delle Argille Scagliose.

5.2 –Tipologie fondali e capacità portante dei terreni

In relazioni alle caratteristiche litologiche del primo sottosuolo, per la costruzione in progetto si ritiene ammissibile l'adozione di un sistema fondale superficiale e continuo, costituito da travi, adeguatamente irrigidite e di larghezza possibilmente non inferiore a 100 cm.

Il piano di posa delle fondazioni dovrà essere approfondito sino a raggiungere il terreno costituito dai sedimenti ghiaiosi caratterizzati da discrete caratteristiche meccaniche (nei pressi della S 2 ad almeno 3,40 m dall'attuale piano campagna).

Qualora nel corso degli scavi in corrispondenza del previsto piano di posa si evidenziassero localmente terreni con caratteristiche meccaniche scarse, sarà indispensabile intervenire con piccole bonifiche che prevedono l'asportazione e la sostituzione degli stessi con materiale arido (tipo stabilizzato) mescolato a cemento, o con getto di conglomerato cementizio magro.

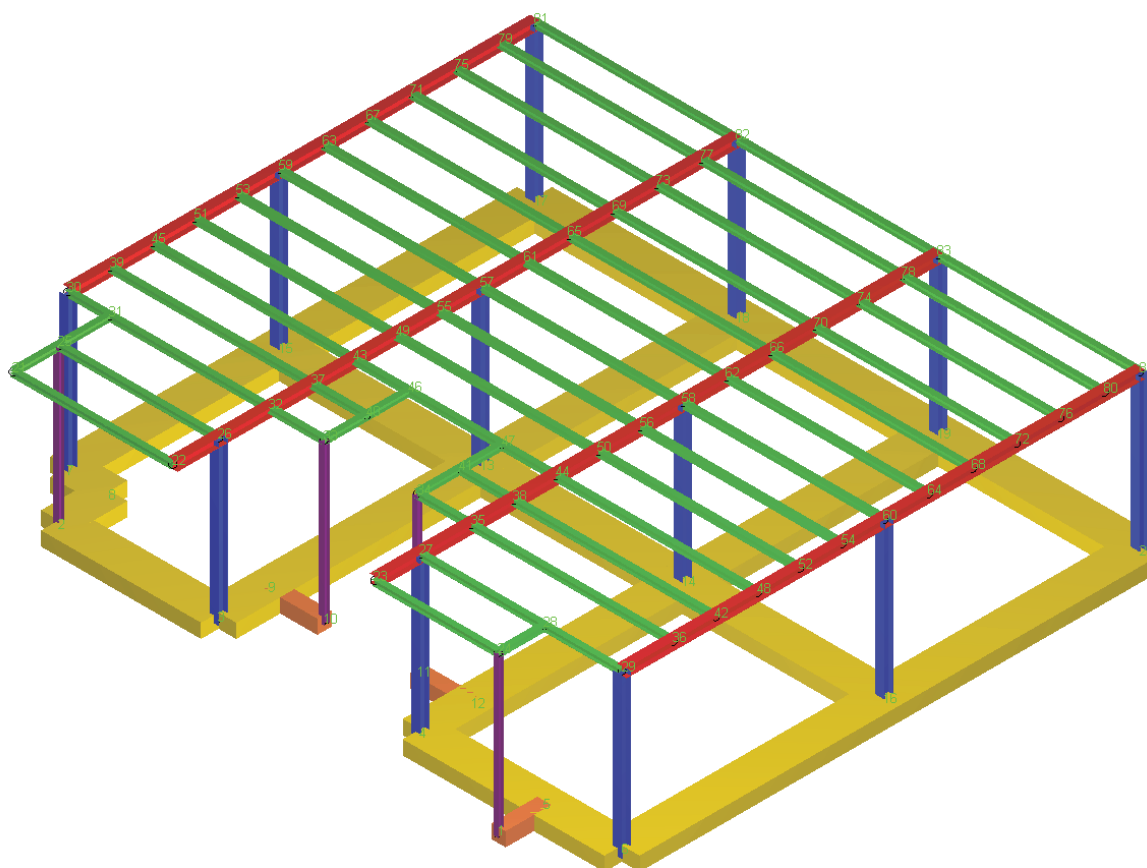
Per il dimensionamento delle strutture fondali il progettista potrà fare riferimento a carichi unitari massimi ammissibili dei terreni di fondazione dell'ordine di

1,2-1,3 kg/cm²

Per maggiori dettagli si rimanda alla relazione geologica allegata.

Per dimensionare il sistema fondale ed effettuare la verifica delle pressioni limite sul terreno è stato realizzato un modello agli elementi finiti (maggiori dettagli sul tipo di modellazione sono forniti nella relazione di calcolo).

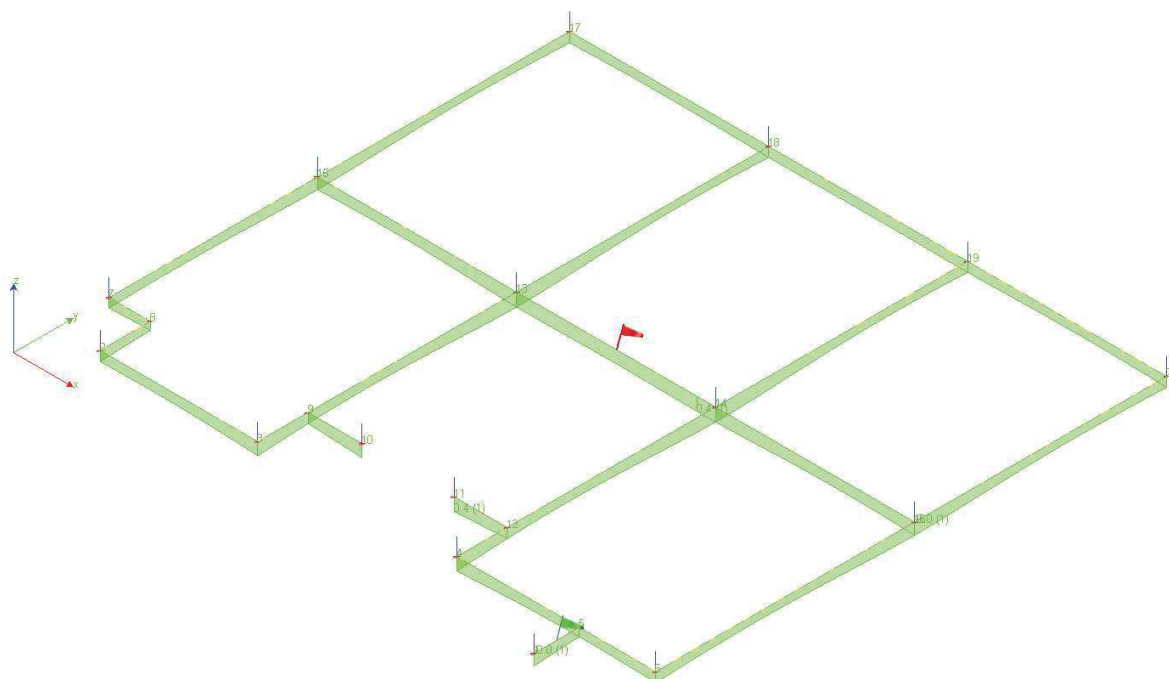
L'immagine seguente mostra la modellazione svolta per dimensionare il sistema fondale:



3. Valutazione della portata limite del terreno e verifica della pressione massima di progetto

Si procede alla valutazione confrontando i valori massimi in termini di pressione sul terreno forniti dal programma di calcolo con il valore della pressione limite sul terreno come precedentemente definita.

Il modello di calcolo fornisce i seguenti valori massimi in termini di pressione (si considerano le combinazioni di carico agli SLU/SLV riportate nella relazione di calcolo):



Pressioni massime sul terreno

Combinazioni agli Stati Limite Ultimi

	Elemento	Combinazione	p [kg/cm ²]
Min	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 14 13	1	-0.4
Max	Trave di fondazione Sez. 1 Nodi: 6 16	1	-0.2

Combinazioni agli Stati Limite di Salvaguardia della Vita

	Elemento	Combinazione	p [kg/cm ²]
Min	Trave di fondazione Sez. 2 Nodi: 1 5	8	-0.2
Max	Trave di fondazione Sez. 2 Nodi: 1 5	7	-0.1

Si considera $q_{lim}=1,3/2,3=0,52 \text{ kg/cm}^2$

→ $Q_{ed}=0,4 \text{ kg/cm}^2 < Q_{lim}$

Si ritiene che per la tipologia costruttiva e per le caratteristiche dei terreni limitrofi, la fondazione comporta pressioni del tutto accettabili.

4. Verifica Travi di Fondazione

Per la verifica delle travi di fondazione ci si è avvalsi di una modellazione agli elementi finiti tramite il programma di calcolo EnExSys di cui sono date delucidazioni nella relazione di calcolo.

- Modalità di verifica

Le travi vengono progettate-verificate a flessione retta e taglio nel piano longitudinale della trave sulla base dell'involuppo delle sollecitazioni. Viene comunque sempre predisposta l'armatura minima mentre gli sforzi di taglio vengono integralmente assorbiti dalle staffe.

Le operazioni di progetto-verifica vengono condotte, per ogni asta, in tre diverse sezioni e precisamente in corrispondenza dei fili esterni dei pilastri e della sezione in campata nella quale viene riscontrato il massimo momento positivo (negativo).

I momenti si intendono positivi se tendono le fibre di intradosso (inferiori).

Per quanto concerne il progetto e la verifica delle travi a taglio esse vengono condotte nel modo seguente:

Si controlla se la trave necessita o meno di armatura aggiuntiva a taglio:

Se non occorre armatura aggiuntiva a taglio si procede a disporre la staffatura minima di regolamento e la progettazione ha termine.

Se occorre armatura aggiuntiva a taglio la staffatura viene progettata andando a suddividere la trave, a seconda del caso, in uno, tre o cinque conci:

- due tronchi in prossimità degli appoggi di lunghezza pari all'altezza della sezione;
- due altri (eventuali) tronchi dall'ascissa precedente a quella in cui il taglio può essere assorbito con la sola staffatura minima da regolamento;
- un restante (eventuale) concio di chiusura centrale.

In ogni caso l'armatura a taglio si intende simmetrica rispetto alla mezzeria della trave e viene progettata considerando, rispetto alla mezzeria, la zona della trave più sollecitata.

Per quanto concerne le verifiche a taglio esse vengono condotte suddividendo la trave in cinque conci:

- due tronchi in prossimità degli appoggi di lunghezza pari all'altezza della sezione; due altri (eventuali) tronchi dall'ascissa precedente a quella in cui il taglio può essere assorbito con la sola staffatura minima da regolamento; il restante (eventuale) concio di chiusura

L'armatura a taglio si intende simmetrica rispetto alla mezzeria della trave e viene progettata considerando, rispetto alla mezzeria, la zona della trave più sollecitata.

Simbologia utilizzata:

$A_{f_{Es}}$. Area di ferro all'estradosso

$A_{f_{In}}$. Area di ferro all'intradosso

$\sigma_{b,Es}$. Tensione del calcestruzzo estradosso

$\sigma_{b,In}$. Tensione del calcestruzzo intradosso

$\sigma_{f,Es}$. Tensione dell'acciaio estradosso

$\sigma_{f,In}$. Tensione dell'acciaio intradosso

Tensione dell'acciaio intradosso

Travata: Travata 1 Nodi 2 3

Nodo	x [m]	A_{fe} [cm ²]	A_{fi} [cm ²]	q_T [kg/m]	M_{rif} [kgm]	M_{do} [kgm]	M_{re} [kgm]	x/d	M_{di} [kgm]	M_{ri} [kgm]	x/d	σ_{be} [kg/cm ²]	σ_{bi} [kg/cm ²]	σ_{fe} [kg/cm ²]	σ_{fi} [kg/cm ²]	w mm
Trave di fondazione Sez. 1 Rett. 100x40 [cm] 100x60																
2	0.00	7.60	10.85			2933.4	9596.4	0.22	-2400.2	-13536.5	0.26					
				SLE Rare		514.7			0.0			0.0	3.7	131.6	17.6	
Camp.	2.27	12.06	12.06			3630.3	14978.1	0.26	-51.5	-14978.1	0.26					
				SLE Rare		2493.4			0.0			0.0	14.7	647.3	102.2	
3	4.54	7.68	10.97			2580.5	9697.3	0.22	-2928.6	-13678.2	0.26					
				SLE Rare		0.0			-656.0			4.2	0.0	18.0	169.6	

Da [m]	A [m]	Dx [m]	cotg(θ)	V_{Ed} [kg]	$V_{Rd,c}$ [kg]	V_{Rcd} [kg]	V_{Rd} [kg]	Staffe
Trave di fondazione 2 3 Sez. 1 Rett. 100x40 [cm] 100x60								
0.00	4.54	4.53	1.00	4148.8	14416.9	113501.7	29540.2	Ø 10 6br. 20.0'

Travata: Travata 2 Nodi 4 5 6

Nodo	x [m]	A_{fe} [cm ²]	A_{fi} [cm ²]	q_T [kg/m]	M_{rif} [kgm]	M_{do} [kgm]	M_{re} [kgm]	x/d	M_{di} [kgm]	M_{ri} [kgm]	x/d	σ_{be} [kg/cm ²]	σ_{bi} [kg/cm ²]	σ_{fe} [kg/cm ²]	σ_{fi} [kg/cm ²]	w mm
Trave di fondazione Sez. 1 Rett. 100x40 [cm] 100x60																
4	0.01	7.68	10.97			2397.3	9697.3	0.22	-2891.1	-13678.1	0.26					
				SLE Rare		0.0			-952.1			6.0	0.0	26.2	246.1	
Camp.	1.76	12.06	12.06			3517.6	14978.1	0.26	-490.7	-14978.1	0.26					
				SLE Rare		2300.2			0.0			0.0	13.6	597.1	94.3	
5	3.52	12.06	12.06			3719.5	14978.1	0.26	-527.6	-14978.1	0.26					
				SLE Rare		2473.3			0.0			0.0	14.6	642.1	101.4	

Da [m]	A [m]	Dx [m]	cotg(θ)	V _{Ed} [kg]	V _{Rd,c} [kg]	V _{Rcd} [kg]	V _{Rd} [kg]	Staffe
Trave di fondazione 4 5 Sez. 1 Rett. 100x40 [cm] 100x60								
0.01	3.52	3.52	1.00	4439.8	14416.9	113501.7	29540.2	ø 10 6br. 20.0'
Trave di fondazione 5 6 Sez. 1 Rett. 100x40 [cm] 100x60								
0.00	2.20	2.20	1.00	3175.4	14416.9	113501.7	29540.2	ø 10 6br. 20.0'

N.B. Nella travata che segue sono incluse le verifiche delle travate:

- | Nodo | x
[m] | A _{fo}
[cm²] | A _{fi}
[cm²] | q _T
[kg/m] | M _{rif}
[kgm] | M _{de}
[kgm] | M _{ro}
[kgm] | x/d | M _{di}
[kgm] | M _{ri}
[kgm] | x/d | σ _{de}
[kg/cm²] | σ _{di}
[kg/cm²] | σ _{fo}
[kg/cm²] | σ _{fi}
[kg/cm²] | w
mm |
|---|----------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|---------------------------|--------------------------|--------------------------|------|--------------------------|--------------------------|------|-----------------------------|-----------------------------|-----------------------------|-----------------------------|---------|
| Trave di fondazione Sez. 1 Rett. 100x40 [cm] 100x60 | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 4 | 0.13 | 11.83 | 12.06 | | | 3758.0 | 14701.7 | 0.26 | -4070.3 | -14978.2 | 0.26 | | | | | |
| | | | | SLE Rare | | 0.0 | | | -869.5 | | | 5.1 | 0.0 | 35.1 | 225.7 | |
| Camp. | 0.79 | 12.06 | 12.06 | | | 3712.0 | 14978.1 | 0.26 | -3205.7 | -14978.1 | 0.26 | | | | | |
| | | | | SLE Rare | | 1148.4 | | | 0.0 | | | 0.0 | 6.8 | 298.1 | 47.1 | |
| 12 | 1.45 | 12.06 | 12.06 | | | 3487.6 | 14978.1 | 0.26 | -2199.0 | -14978.1 | 0.26 | | | | | |
| | | | | SLE Rare | | 2382.6 | | | 0.0 | | | 0.0 | 14.0 | 618.5 | 97.7 | |
| Trave di fondazione Sez. 1 Rett. 100x40 [cm] 100x60 | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 12 | 0.00 | 12.06 | 12.06 | | | 4105.7 | 14978.1 | 0.26 | -2778.5 | -14978.1 | 0.26 | | | | | |
| | | | | SLE Rare | | 2206.2 | | | 0.0 | | | 0.0 | 13.0 | 572.7 | 90.4 | |
| Camp. | 2.93 | 12.06 | 12.06 | | | 3776.0 | 14978.1 | 0.26 | 0.0 | -14978.1 | 0.26 | | | | | |
| | | | | SLE Rare | | 2423.0 | | | 0.0 | | | 0.0 | 14.3 | 629.0 | 99.3 | |
| 14 | 5.87 | 24.13 | 24.13 | | | 1151.5 | 29154.8 | 0.34 | -8163.1 | -29154.8 | 0.34 | | | | | |
| | | | | SLE Rare | | 0.0 | | | -5537.8 | | | 23.1 | 0.0 | 198.4 | 736.4 | |
| Trave di fondazione Sez. 1 Rett. 100x40 [cm] 100x60 | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 14 | 0.13 | 21.94 | 24.13 | | | 1198.9 | 26628.2 | 0.32 | -9607.7 | -29129.9 | 0.34 | | | | | |
| | | | | SLE Rare | | 0.0 | | | -6580.1 | | | 27.8 | 0.0 | 241.3 | 875.3 | |
| Camp. | 3.63 | 12.06 | 12.06 | | | 3566.3 | 14978.1 | 0.26 | 0.0 | -14978.1 | 0.26 | | | | | |
| | | | | SLE Rare | | 2323.3 | | | 0.0 | | | 0.0 | 13.7 | 603.1 | 95.2 | |
| 19 | 7.13 | 11.83 | 12.06 | | | 3623.6 | 14701.6 | 0.26 | -3140.3 | -14978.2 | 0.26 | | | | | |
| | | | | SLE Rare | | 1139.2 | | | 0.0 | | | 0.0 | 6.8 | 295.5 | 46.6 | |

Da [m]	A [m]	Dx [m]	$\cotg(\theta)$	V_{Ed} [kg]	$V_{Rd,c}$ [kg]	V_{Rd} [kg]	V_{Rd} [kg]	Staffe
-----------	----------	-----------	-----------------	------------------	--------------------	------------------	------------------	--------

Trave di fondazione 4 12 Sez. 1 Rett. 100x40 [cm] 100x60								
0.13	1.45	1.32	1.00	4668.0	15138.0	113501.7	29540.2	ø 10 6br. 20.0'
Trave di fondazione 12 14 Sez. 1 Rett. 100x40 [cm] 100x60								
0.00	5.87	5.87	1.00	7020.9	15236.2	113501.7	29540.2	ø 10 6br. 20.0'
Trave di fondazione 14 19 Sez. 1 Rett. 100x40 [cm] 100x60								
0.13	7.13	7.00	1.00	7307.1	15138.0	113501.7	29540.2	ø 10 6br. 20.0'

Travata: Travata 28 Nodi 1 5

Nodo	x [m]	A _{fe} [cm²]	A _{fi} [cm²]	q _T [kg/m]	M _{rif} [kgm]	M _{de} [kgm]	M _{re} [kgm]	x/d	M _{di} [kgm]	M _{ri} [kgm]	x/d	σ _{be} [kg/cm²]	σ _{bi} [kg/cm²]	σ _{fe} [kg/cm²]	σ _{fi} [kg/cm²]	w mm
Trave di fondazione Sez. 2 Rett. 40x40 [cm] 40x40																
1	0.08	4.80	6.03			857.9	5954.1	0.26	-831.3	-7419.0	0.29					
				SLE Rare		0.0			-53.1			0.7	0.0	4.4	27.8	
Camp.	0.66	6.03	6.03			940.5	7422.2	0.29	-711.2	-7422.2	0.29					
				SLE Rare		269.2			0.0			0.0	3.6	140.9	26.9	
5	1.25	6.03	6.03			939.0	7422.2	0.29	-515.3	-7422.2	0.29					
				SLE Rare		458.0			0.0			0.0	6.1	239.7	45.7	

Da [m]	A [m]	Dx [m]	cotg(θ)	V _{Ed} [kg]	V _{Rd,c} [kg]	V _{Rcd} [kg]	V _{Rd} [kg]	Staffe
Trave di fondazione 1 5 Sez. 2 Rett. 40x40 [cm] 40x40								
0.08	1.25	1.17	1.00	974.2	6081.6	45400.7	13129.0	ø 10 2br. 15.0'

Travata: Travata 29 Nodi 6 16 20

N.B. Nella travata che segue sono incluse le verifiche delle travate:

- Travata 29 Nodi 7 15 17

Nodo	x [m]	A _{fe} [cm²]	A _{fi} [cm²]	q _T [kg/m]	M _{rif} [kgm]	M _{de} [kgm]	M _{re} [kgm]	x/d	M _{di} [kgm]	M _{ri} [kgm]	x/d	σ _{be} [kg/cm²]	σ _{bi} [kg/cm²]	σ _{fe} [kg/cm²]	σ _{fi} [kg/cm²]	w mm
Trave di fondazione Sez. 1 Rett. 100x40 [cm] 100x60																
6	0.13	11.83	12.06			3242.8	14701.7	0.26	-2952.5	-14978.2	0.26					
				SLE Rare		400.7			0.0			0.0	2.4	104.0	16.4	
Camp.	3.73	12.06	12.06			3262.5	14978.1	0.26	-371.7	-14978.1	0.26					
				SLE Rare		2170.1			0.0			0.0	12.8	563.4	88.9	
16	7.32	24.13	24.13			763.2	29154.8	0.34	-7173.9	-29154.8	0.34					
				SLE Rare		0.0			-4961.2			20.7	0.0	177.8	659.8	
Trave di fondazione Sez. 1 Rett. 100x40 [cm] 100x60																
16	0.13	24.13	24.13			712.8	29154.8	0.34	-7235.6	-29154.8	0.34					
				SLE Rare		0.0			-4988.9			20.8	0.0	178.8	663.5	
Camp.	3.63	12.06	12.06			3162.1	14978.1	0.26	-65.9	-14978.1	0.26					
				SLE Rare		2101.1			0.0			0.0	12.4	545.4	86.1	

20	7.13	11.83	12.06			2250.1	14701.6	0.26	-2446.3	-14978.2	0.26						
					SLE Rare	301.8			-176.0			1.0	1.8	78.3	45.7		

Da [m]	A [m]	Dx [m]	cotg(θ)	V _{Ed} [kg]	V _{Rd,c} [kg]	V _{Rcd} [kg]	V _{Rd} [kg]	Staffe
Trave di fondazione 6 16 Sez. 1 Rett. 100x40 [cm] 100x60								
0.13	7.32	7.19	1.00	5816.1	15138.0	113501.7	29540.2	ø 10 6br. 20.0'
Trave di fondazione 16 20 Sez. 1 Rett. 100x40 [cm] 100x60								
0.13	7.13	7.00	1.00	5854.7	15138.0	113501.7	29540.2	ø 10 6br. 20.0'

Travata: Travata 4 Nodi 11 12

N.B. Nella travata che segue sono incluse le verifiche delle travate:

- Travata 4 Nodi 9 10

Nodo	x [m]	A _{fe} [cm²]	A _{fi} [cm²]	q _T [kg/m]	M _{rif} [kgm]	M _{de} [kgm]	M _{re} [kgm]	x/d	M _{di} [kgm]	M _{ri} [kgm]	x/d	σ _{be} [kg/cm²]	σ _{bi} [kg/cm²]	σ _{fe} [kg/cm²]	σ _{fi} [kg/cm²]	w mm
Trave di fondazione Sez. 2 Rett. 40x40 [cm] 40x40																
11	0.00	3.80	5.43			593.7	4757.8	0.23	-496.7	-6703.8	0.28					
					SLE Rare	286.5			-20.4			0.3	4.6	147.7	25.0	
Camp.	0.74	6.03	6.03			624.3	7422.2	0.29	-352.9	-7422.2	0.29					
					SLE Rare	290.4			0.0			0.0	3.8	152.0	29.0	
12	1.48	6.03	6.03			606.5	7422.2	0.29	-485.1	-7422.2	0.29					
					SLE Rare	256.0			-4.5			0.1	3.4	134.0	25.5	

Da [m]	A [m]	Dx [m]	cotg(θ)	V _{Ed} [kg]	V _{Rd,c} [kg]	V _{Rcd} [kg]	V _{Rd} [kg]	Staffe
Trave di fondazione 11 12 Sez. 2 Rett. 40x40 [cm] 40x40								
0.00	1.48	1.48	1.00	856.3	5766.7	45400.7	13129.0	ø 10 2br. 15.0'

Travata: Travata 6 Nodi 17 18 19 20

N.B. Nella travata che segue sono incluse le verifiche delle travate:

- Travata 6 Nodi 15 13 14 16

Nodo	x [m]	A _{fe} [cm²]	A _{fi} [cm²]	q _T [kg/m]	M _{rif} [kgm]	M _{de} [kgm]	M _{re} [kgm]	x/d	M _{di} [kgm]	M _{ri} [kgm]	x/d	σ _{be} [kg/cm²]	σ _{bi} [kg/cm²]	σ _{fe} [kg/cm²]	σ _{fi} [kg/cm²]	w mm
Trave di fondazione Sez. 1 Rett. 100x40 [cm] 100x60																
17	0.01	7.68	10.97			6211.6	9697.3	0.22	-6236.3	-13678.1	0.26					
					SLE Rare	8.4			-244.1			1.5	0.1	6.7	63.1	
Camp.	2.87	12.06	12.06			3494.2	14978.1	0.26	-480.9	-14978.1	0.26					
					SLE Rare	2307.1			0.0			0.0	13.6	598.9	94.6	
18	5.72	20.49	24.10			2789.2	24936.6	0.31	-6501.0	-29083.7	0.34					

				SLE Rare	0.0				-4406.6			18.8	0.0	164.1	586.9	
Trave di fondazione Sez. 1 Rett. 100x40 [cm] 100x60																
18	0.01	22.09	24.13			2015.8	26796.9	0.32	-7067.8	-29131.6	0.34					
				SLE Rare	0.0				-4807.8			20.3	0.0	176.0	639.5	
Camp.	2.87	12.06	12.06			2293.5	14978.1	0.26	-21.3	-14978.1	0.26					
				SLE Rare	1553.1				0.0			0.0	9.2	403.2	63.7	
19	5.73	22.09	24.13			2047.9	26796.9	0.32	-7115.5	-29131.6	0.34					
				SLE Rare	0.0				-4839.7			20.5	0.0	177.2	643.8	
Trave di fondazione Sez. 1 Rett. 100x40 [cm] 100x60																
19	0.01	20.49	24.10			2790.5	24936.6	0.31	-6293.7	-29083.7	0.34					
				SLE Rare	0.0				-4265.3			18.2	0.0	158.8	568.1	
Camp.	2.87	12.06	12.06			3668.9	14978.1	0.26	-452.0	-14978.1	0.26					
				SLE Rare	2430.2				0.0			0.0	14.3	630.9	99.6	
20	5.73	7.68	10.97			5584.2	9697.2	0.22	-5747.9	-13678.1	0.26					
				SLE Rare	6.1				-352.5			2.2	0.0	9.7	91.1	

Da [m]	A [m]	Dx [m]	cotg(θ)	V _{Ed} [kg]	V _{Rd,c} [kg]	V _{Rcd} [kg]	V _{Rd} [kg]	Staffe
Trave di fondazione 17 18 Sez. 1 Rett. 100x40 [cm] 100x60								
0.01	5.72	5.72	1.00	6503.6	14416.9	113501.7	29540.2	Ø 10 6br. 20.0'
Trave di fondazione 18 19 Sez. 1 Rett. 100x40 [cm] 100x60								
0.01	5.73	5.72	1.00	6709.2	15236.2	113501.7	29540.2	Ø 10 6br. 20.0'
Trave di fondazione 19 20 Sez. 1 Rett. 100x40 [cm] 100x60								
0.01	5.73	5.72	1.00	6508.0	14416.9	113501.7	29540.2	Ø 10 6br. 20.0'

Travata: Travata 0 Nodi 7 8

Nodo	x [m]	A _{te} [cm²]	A _{fl} [cm²]	q _T [kg/m]	M _{rif} [kgm]	M _{de} [kgm]	M _{re} [kgm]	x/d	M _{di} [kgm]	M _{ri} [kgm]	x/d	σ _{be} [kg/cm²]	σ _{bl} [kg/cm²]	σ _{te} [kg/cm²]	σ _{fl} [kg/cm²]	w mm
Trave di fondazione Sez. 1 Rett. 100x40 [cm] 100x60																
7	0.01	7.68	10.97			3356.4	9697.3	0.22	-	-	0.26					
				SLE Rare		0.0			-203.4			1.3	0.0	5.6	52.6	
Camp.	0.57	12.06	12.06			3123.5	14978.1	0.26	-	-	0.26					
				SLE Rare		290.1			0.0			0.0	1.7	75.3	11.9	
8	1.14	9.57	12.06			2793.5	11990.0	0.24	-	-	0.27					
				SLE Rare		531.0			0.0			0.0	3.4	136.8	21.1	

Da [m]	A [m]	Dx [m]	cotg(θ)	V _{Ed} [kg]	V _{Rd,c} [kg]	V _{Rcd} [kg]	V _{Rd} [kg]	Staffe
Trave di fondazione 7 8 Sez. 1 Rett. 100x40 [cm] 100x60								
0.01	1.14	1.13	1.00	1594.1	14416.9	113501.7	29540.2	Ø 10 6br. 20.0'

Travata: Travata 0 Nodi 2 8

Nodo	x [m]	A _{te} [cm ²]	A _{fl} [cm ²]	q _T [kg/m]	M _{rif} [kgm]	M _{de} [kgm]	M _{re} [kgm]	x/d	M _{di} [kgm]	M _{ri} [kgm]	x/d	σ _{be} [kg/cm ²]	σ _{bi} [kg/cm ²]	σ _{te} [kg/cm ²]	σ _{fi} [kg/cm ²]	w mm
<i>Trave di fondazione Sez. 1 Rett. 100x40 [cm] 100x60</i>																
2	0.08	9.59	12.06			1877.6	12010.9	0.24	- 1512.2	- 14978.7	0.27					
				SLE Rare		478.9			0.0			0.0	3.1	123.4	19.0	
Camp.	0.74	12.06	12.06			1620.1	14978.1	0.26	- 1132.6	- 14978.1	0.26					
				SLE Rare		898.1			0.0			0.0	5.3	233.1	36.8	
8	1.40	9.57	12.06			1437.6	11990.0	0.24	-796.9	- 14978.7	0.27					
				SLE Rare		954.8			0.0			0.0	6.2	246.0	37.9	

Da [m]	A [m]	Dx [m]	cotg(θ)	V _{Ed} [kg]	V _{Rd,c} [kg]	V _{Rcd} [kg]	V _{Rd} [kg]	Staffe
<i>Trave di fondazione 2 8 Sez. 1 Rett. 100x40 [cm] 100x60</i>								
0.08	1.40	1.32	1.00	1402.5	14416.9	113501.7	29540.2	ø 10 6br. 20.0'

Il tecnico incaricato
Ing. Fabio Lambertini

Comune di Valsamoggia (BO)

RIQUALIFICAZIONE DELLE PIAZZE DI BAZZANO, MONTEVEGLIO, CASTELLETTO E SAVIGNO

Committente:

Comune di Valsamoggia

Progettazione:

Ing. Fabio Lambertini

Via Emilia Est 341, 41125 Modena

Responsabile unico del Procedimento:

Geom. Stefano Cremonini

PERICOLOSITA' SISMICA DI BASE

IDENTIFICAZ. COMMESSA:
19018 Masi Ricciardi Monteveglio

Emissione	Gennaio 2019
1° Revisione	
2° Revisione	

Ing. Fabio Lambertini

Via Emilia Est 341

41125 Modena

La struttura in progetto sarà realizzata all'interno della corte aperta dello storico edificio municipale di Monteveglio, in provincia di Bologna. Si riportano i parametri sismici che caratterizzano la zona ove sarà realizzato il fabbricato oggetto di studio.

Parametri di calcolo Analisi Dinamica

Spettro in accordo con TU 2018

- Comune Monteveglio Longitudine 11.0911 Latitudine 44.4686
- Tipo di Terreno C
- Coefficiente di amplificazione topografica (S_T) 1.0000
- Vita nominale della costruzione (V_N) 50.0 anni
- Classe d'uso II coefficiente C_U 1.0
- Classe di duttilità impostata Non Dissipativa
- Fattore di duttilità α_u/α_1 per sisma orizzontale 1.00
- Fattore riduttivo regolarità in altezza K_R 1.00
- Fattore riduttivo per la presenza di setti K_W 1.00

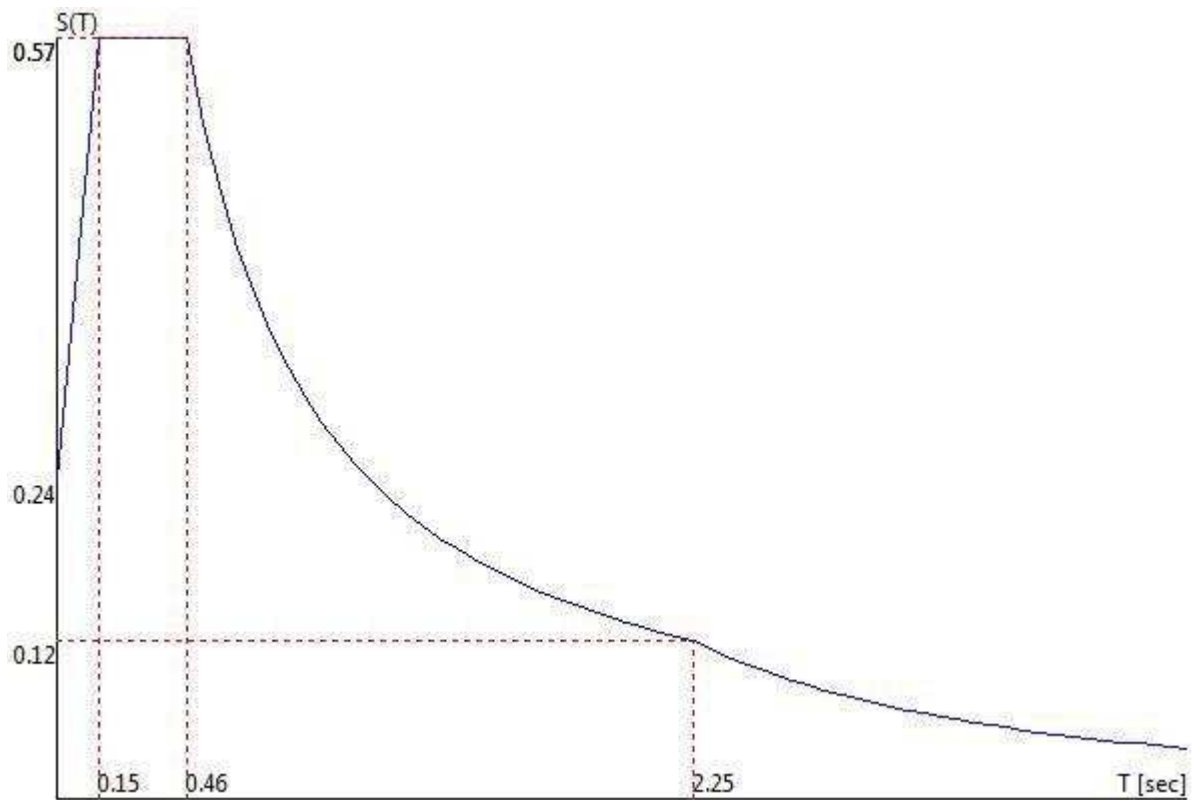
Stato Limite	C $q_t = C$ α_u/α_1	q_H	q_v
SLV	1.00	1.00	1.50
SLD	1.00	1.00	1.50
SLC	1.00	1.00	1.50
SLO	1.00	1.00	1.50

- Smorzamento Viscoso ($0.05 = 5\%$) 0.05

TU 2018 SLV H

- Probabilità di superamento (PVR) 10.0 e periodo di ritorno (TR) 475 (anni)
- S_s 1.466
- TB 0.15 [sec]
- TC 0.46 [sec]
- TD 2.25 [sec]
- a_g/g 0.1630
- F_o 2.3926
- TC^* 0.2955

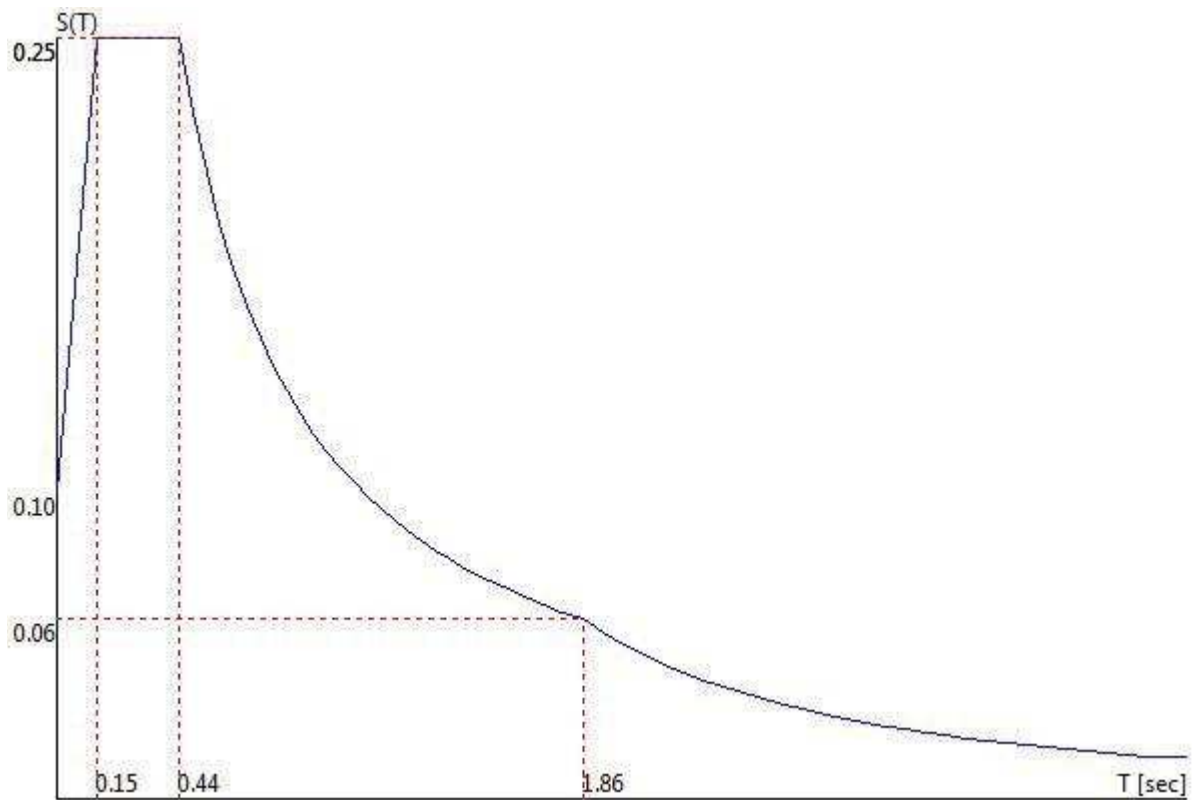
TU 2018 SLV H



TU 2018 SLD H

- Probabilità di superamento (PVR) 63.0 e periodo di ritorno (TR) 50 (anni)
- S_s 1.500
- T_B 0.15 [sec]
- T_C 0.44 [sec]
- T_D 1.86 [sec]
- $a_{g/g}$ 0.0661
- F_o 2.4999
- T_C^* 0.2700

TU 2018 SLD H



Fattori di partecipazione per il calcolo delle masse:

Condizioni	Commento	Fattore di Partecipazione
1	peso proprio	1.000000
2	portato	1.000000
3	neve	0.000000

Direzioni d'ingresso del Sisma

- SLV Direzione 1 Angolo in pianta 0.00 [°]
- SLV Direzione 2 Angolo in pianta 180.00 [°]
- SLV Direzione 3 Angolo in pianta 90.00 [°]
- SLV Direzione 4 Angolo in pianta 270.00 [°]
- SLD Direzione 5 Angolo in pianta 0.00 [°]
- SLD Direzione 6 Angolo in pianta 180.00 [°]
- SLD Direzione 7 Angolo in pianta 90.00 [°]
- SLD Direzione 8 Angolo in pianta 270.00 [°]

Il tecnico incaricato

Ing. Fabio Lambertini