

Agenzia Regionale per la Sicurezza Territoriale e la Protezione Civile
Servizio Area Reno e Po di Volano
Sede di Ferrara

**ACCORDO DI PROGRAMMA PER INTERVENTI URGENTI E PRIORITARI
PER LA MITIGAZIONE DEL RISCHIO IDROGEOLOGICO**
(art. 2, comma 240, della Legge 23 dicembre 2009, n. 191)

Provincia di Ferrara

Comune di Ferrara

Cod. 2ER1091 - Interventi urgenti di adeguamento e sistemazione del complesso di Valpagliaro per la regolazione dei deflussi del sistema idraulico del Po di Volano in comune di Ferrara (FE).
CUP: E64H17000100001

PROGETTO DEFINITIVO

Importo €. 1.000.000,00

Codice RENDIS: 08IR244/G1

**- CALCOLI DELLE STRUTTURE E DEGLI IMPIANTI
GARAGE**

**DOC. N.
5.4**

**- RELAZIONE DI CALCOLO NUOVO GARAGE
- RELAZIONE DEI MATERIALI**



Ferrara,

Il Responsabile del Procedimento:
Dott. Claudio Miccoli

Progettisti:

Ing. Alessandro Buzzoni

Collaboratori:

Ing. Riccardo Battaglia

Geom. Giovanni Babbi

Geom. Giorgio Bettini

RELAZIONE DI CALCOLO GARAGE

SOMMARIO

1. DOCUMENTI DI SINTESI.....	- 1 -
1.1. SINTESI DEL PERCORSO PROGETTUALE.....	- 1 -
1.2. CONDIZIONI D'USO E LIVELLI DI SICUREZZA DELLA COSTRUZIONE.....	- 2 -
1.3. PREMESSA.....	- 2 -
1.4. ANALISI STORICO-CRITICA ED ESITO DEL RILIEVO GEOMETRICO-STRUTTURALE	- 2 -
<i>1.4.1. Analisi storico-critica</i>	<i>- 2 -</i>
<i>1.4.2. Esito del rilievo geometrico-strutturale</i>	<i>- 2 -</i>
1.5. DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA E CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE, ANALISI E VERIFICA.....	- 2 -
1.6. QUADRO NORMATIVO DI RIFERIMENTO ADOTTATO	- 3 -
<i>1.6.1. Norme di riferimento cogenti</i>	<i>- 3 -</i>
<i>1.6.2. Altre norme e documenti tecnici integrativi.....</i>	<i>- 3 -</i>
1.7. LIVELLI DI CONOSCENZA E FATTORI DI CONFIDENZA.....	- 3 -
1.8. AZIONI DI PROGETTO SULLA COSTRUZIONE.....	- 3 -
1.9. CARATTERISTICHE MECCANICHE DEI MATERIALI.....	- 6 -
2. PROGETTO DELLA STRUTTURA	- 7 -
2.1. MODELLO/I NUMERICO/I.....	- 7 -
<i>2.1.1. Metodologia di modellazione ed analisi</i>	<i>- 7 -</i>
<i>2.1.2. Informazioni sul codice di calcolo</i>	<i>- 7 -</i>
<i>2.1.3. Modellazione della geometria.....</i>	<i>- 7 -</i>
<i>2.1.4. Modellazione dei vincoli interni ed esterni</i>	<i>- 8 -</i>
<i>2.1.5. Modellazione delle azioni</i>	<i>- 9 -</i>
<i>2.1.6. Combinazioni e/o percorsi di carico.....</i>	<i>- 9 -</i>
2.2. PRINCIPALI RISULTATI.....	- 10 -
<i>2.2.1. Risultati dell'analisi.....</i>	<i>- 10 -</i>
<i>2.2.2. Deformate e sollecitazioni per condizioni di carico</i>	<i>- 15 -</i>
<i>2.2.3. Inviluppo delle sollecitazioni maggiormente significative</i>	<i>- 15 -</i>
<i>2.2.4. Reazioni vincolari</i>	<i>- 20 -</i>
<i>2.2.5. Altri risultati significativi.....</i>	<i>- 20 -</i>
2.3. GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITÀ DEI RISULTATI	- 20 -
2.4. VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI	- 21 -
<i>2.4.1. Verifiche SLU e SLV degli elementi in acciaio</i>	<i>- 21 -</i>
<i>2.4.2 Verifica degli elementi principali di connessione.....</i>	<i>- 22 -</i>
<i>2.4.3 Verifica SLU e SLV della fondazione.....</i>	<i>- 28 -</i>
2.5. VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO	- 29 -
<i>2.5.1 Verifiche SLE degli elementi in acciaio</i>	<i>- 29 -</i>
<i>2.5.2 Verifiche SLE della platea di fondazione.....</i>	<i>- 30 -</i>
3. RELAZIONE SULLE FONDAZIONI.....	- 32 -
3.1. VERIFICA DI CAPACITÀ PORTANTE.....	- 32 -
3.2. VERIFICA DEI CEDIMENTI	- 33 -
3.3. INTERAZIONE CON EDIFICI LIMITROFI	- 33 -
4. ALLEGATI	- 34 -
4.1. PANNELLI SANDWICH	- 34 -
4.2. PROVE GEOLOGICHE DA BANCA DATI REGIONALE.....	- 34 -

1. DOCUMENTI DI SINTESI

1.1. Sintesi del percorso progettuale

Il presente studio è volto alla valutazione delle condizioni di sicurezza di una nuova costruzione a struttura intelaiata in acciaio su fondazioni a platea in c.a.

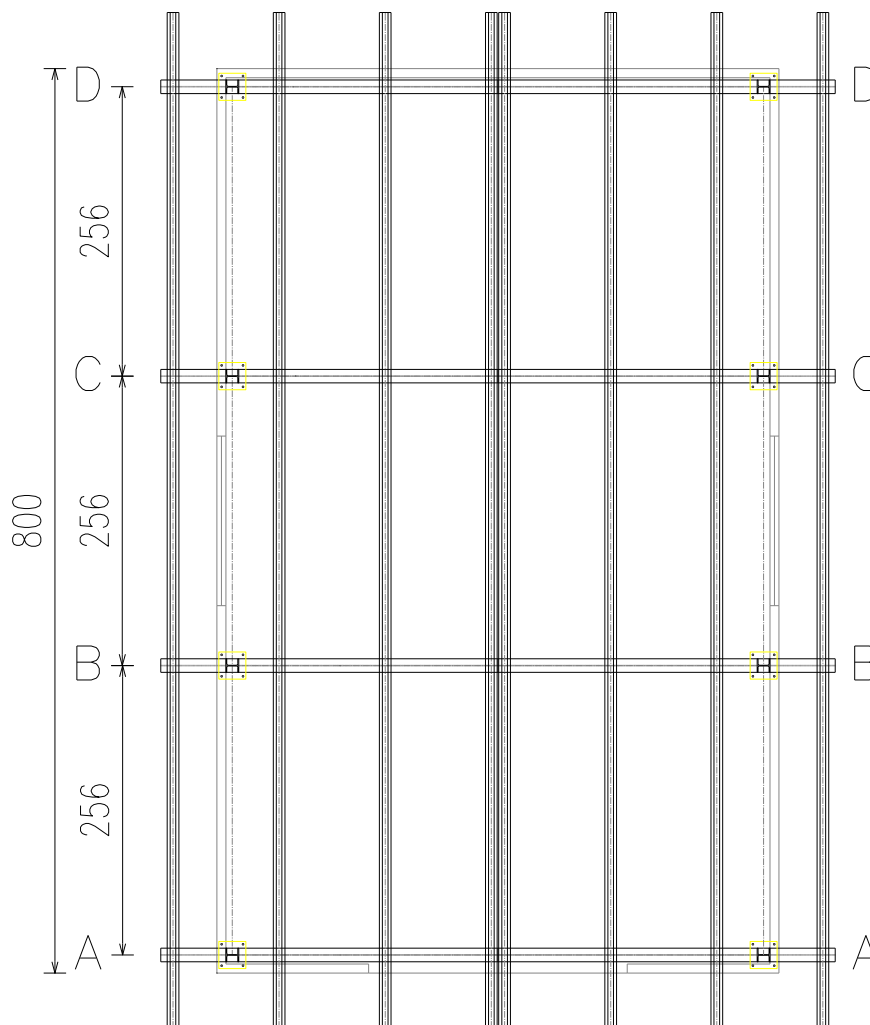
Dal punto di vista architettonico il nuovo manufatto avrà un solo piano fuori terra, una copertura a doppia falda e si svilupperà in pianta per un ingombro di circa 500x800 cm con un'altezza minima in gronda di circa 300 cm e massima di circa 390 cm.

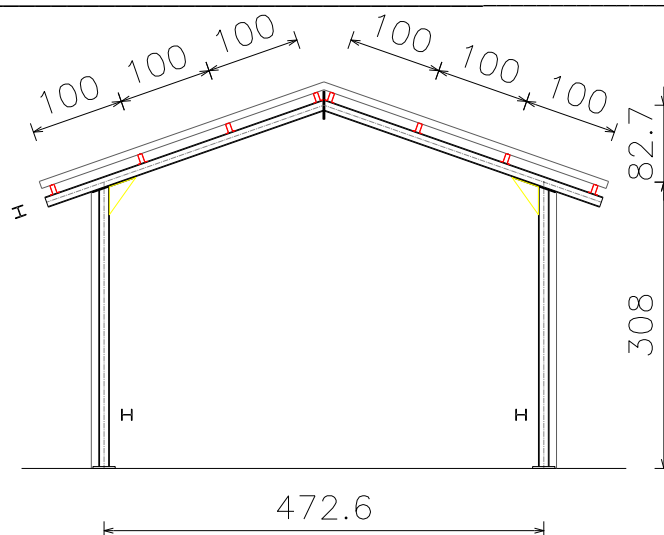
Dal punto di vista strutturale avrà ossatura portante composta da 4 ordini di telai piani orditi trasversalmente ciascuno avente 2 colonne in acciaio aventi sezione HEA120 con altezza in asse di 308 cm. Le travi principali di copertura saranno di tipo HEA 120, gli arcarecci tipo omega 100x50x30x3 mm ad interasse 100 cm.

Lo schema statico che si intende realizzare per ciascun telaio è di tipo ad arco a 3 cerniere in modo di cui due si realizzano alla base delle colonne e la terza in corrispondenza del colmo.

Le fondazioni saranno di tipo a platea in c.a. di spessore 25 cm. La copertura e le chiusure laterali saranno in pannelli di tipo sandwich.

Per una migliore spiegazione della distribuzione piano altimetrica del manufatto si riportano a seguire la pianta e le sezioni più significative:





1.2. Condizioni d'uso e livelli di sicurezza della costruzione

Le condizioni d'uso corrispondono a quelle di edificio strategico per motivi di protezione civile (classe d'uso IV). Nella tabella successiva si riportano alcuni principali parametri di progettazione:

Vita Nominale	Classe d'uso	Coeff. D'uso	Periodo di riferimento
50 anni	IV	2,0	50 anni

1.3. Premessa

Scopo della seguente relazione di calcolo è verificare le membrature resistenti alle azioni sismiche (colonne, travi, connessioni) di un garage sito in Comune di Formignana (FE) in località Valpagliaro (FE).

Nello specifico si considereranno come criteri di verifica del manufatto le prescrizioni riportate nelle NTC 2018 e, ove non in contrasto con le nuove NTC, circ. 617/2009 utilizzando un approccio agli stati limite per le verifiche nonché un'analisi dinamica lineare (modale) per tenere conto dell'azione sismica.

1.4. Analisi storico-critica ed esito del rilievo geometrico-strutturale

1.4.1. Analisi storico-critica

Omissis. Si tratta di nuova costruzione.

1.4.2. Esito del rilievo geometrico-strutturale

Omissis. Si tratta di nuova costruzione.

1.5. Descrizione generale dell'opera e criteri generali di progettazione, analisi e verifica

Il nuovo manufatto avrà struttura in elevazione a telai metallici e fondazioni a platea in c.a. I telai saranno in tutto quattro ed avranno interasse di circa 256 cm, ciascuno sarà composto da due colonne HEA 120 con altezza complessiva in asse di circa 308,7 cm. Le travi principali saranno di tipo HEA 120, l'orditura secondaria di copertura sarà in arcarecci omega 100x50x30x3 mm ad interasse 100 cm. Nello specifico le sezioni resistenti e i materiali di progetto sono:

- Colonne: sezione tipo HEA 120 in acciaio S275;
- Travi principali: sezione tipo HEA 120 in acciaio S275;
- Arcarecci: sezione ad omega 100x50x30x3 mm, interasse 100 cm e luce massima 256 cm;
- Fondazioni: a platea di spessore 25 cm in calcestruzzo di classe C25/30 e acciaio B450C;
- Copertura e chiusure laterali: pannelli sandwich.

1.6. Quadro normativo di riferimento adottato

1.6.1. Norme di riferimento cogenti

- Strutture in c.a. (telai, fondazioni): NTC 17/01/2018.

1.6.2. Altre norme e documenti tecnici integrativi

- Strutture in c.a. (telai, fondazioni): ove non in contrasto con le NTC 2018 circolare n. 617 dello 02/02/2009.

1.7. Livelli di conoscenza e fattori di confidenza

Omissis. Si tratta di nuova costruzione.

1.8. Azioni di progetto sulla costruzione

Copertura:

Peso proprio strutture metalliche	15 daN/m ²
Peso impermeabilizzazione - pannelli	20 daN/m ²
<hr/>	
Totale permanenti strutturali (G_1)	15 daN/m²
Totale permanenti non strutturali (G_2)	20 daN/m²
Carico accidentale (Q_{k1}) - Cat. H: neve -	80 daN/m²

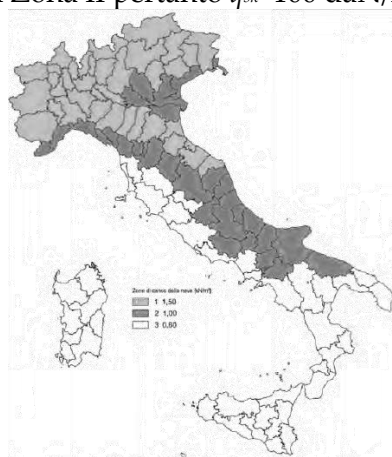
Determinazione del carico neve ai sensi di §3.4 NTC 17/01/2018

La valutazione del carico neve secondo normativa viene svolta tramite la formula:

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

dove: q_s è il carico neve sulla copertura; μ_i è il coefficiente di forma della copertura; q_{sk} è il valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo per un periodo di ritorno di 50 anni; C_E è il coefficiente di esposizione; C_t è il coefficiente termico.

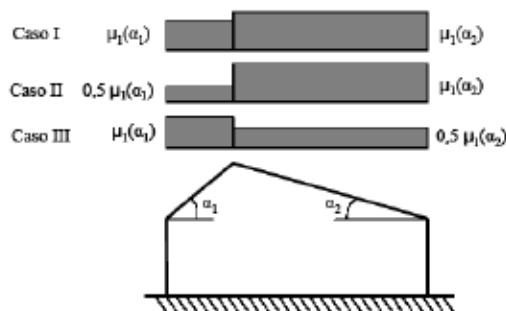
Ferrara e provincia sono situate in Zona II pertanto $q_{sk}=100$ daN/m² (figura seguente)



Il fabbricato è situato in località Valpagliaro in comune di Formignana quindi $C_E=1,0$ (tab. 3.4.I: *topografia normale*). Il coefficiente termico C_t è assunto unitario ($C_t=1,0$).

Il coefficiente di forma invece dipende dal tipo di copertura che si realizza.

Nel caso in esame si ha un tetto assimilabile alla tipologia a doppia falda senza possibilità di accumuli come riportato nella figura seguente:



Avendo α_1 e $\alpha_2 < 30^\circ$ il caso più gravoso è con $\mu_{11}=0,8$ e quindi:

$$q_s = \mu_i \cdot 100 \cdot 1,0 \cdot 1,0 = 80 \text{ daN/m}^2$$

Determinazione del carico vento ai sensi di §3.3 NTC 17/01/2018

Per strutture di questo tipo l'azione del vento può risultare influente rispetto all'azione sismica e pertanto il vento non risulta trascurabile. La spinta del vento vale:

$$p = q_r \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$$

Dove per Formignana (Emilia Romagna [zona 2], rugosità C, categoria di esposizione III):

$$k_r = 0,20; \quad z_0 = 0,10m; \quad z_{\min} = 5m$$

Pertanto la pressione del vento risulta:

$$q_b = 39 \text{ daN/m}^2$$

$$c_e = 1,7 \quad z \leq z_{\min} = 5m$$

$$c_e = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln(z/z_0) \cdot [7 + c_t \cdot \ln(z/z_0)] = 0,04 \cdot 1 \cdot \ln(z/0,10) \cdot [7 + 1 \cdot \ln(z/0,10)] \quad z > z_{\min} = 5m$$

$$c_p = c_d = 1$$

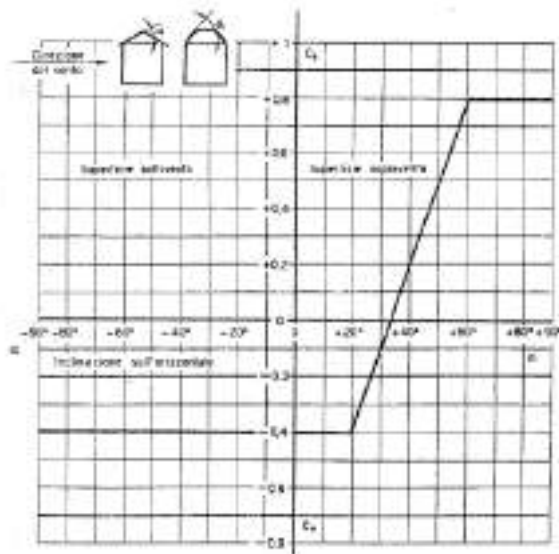
$$\begin{cases} z \leq z_{\min} = 5m \Rightarrow p_1 = (39 \cdot 1,7 \cdot c_p \cdot 1) \text{ daN/m}^2 \\ z > z_{\min} = 5m \Rightarrow p_2 = (39 \cdot \{0,04 \cdot 1 \cdot \ln(z/0,10) \cdot [7 + 1 \cdot \ln(z/0,10)]\} \cdot c_p \cdot 1) \text{ daN/m}^2 \end{cases}$$

A cui si applicano i coefficienti relativi ai vari casi di parete sottovento/sopravento sotto riportati:

Pertanto si ha:

pareti sopravento: 53 daN/m²

pareti sottovento: -27 daN/m²



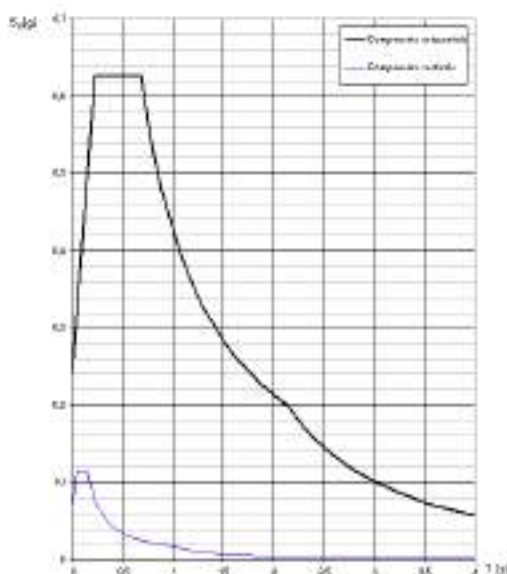
Determinazione del carico sismico ai sensi di §3.2 NTC 17/01/2018

La nuova costruzione in esame sarà un magazzino idraulico ad utilizzo potenzialmente strategico ai fini della protezione civile (classe d'uso IV). I parametri di pericolosità sismica per il fabbricato in oggetto sito a Valpagliaro di Formignana (FE) sono:

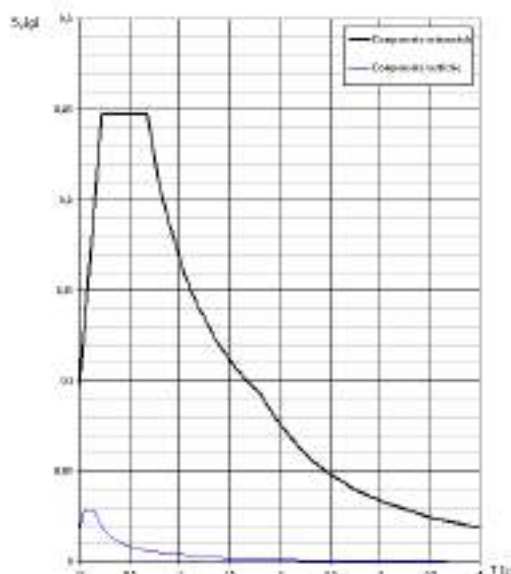
Parametro:	Valore:
Coordinate di sito	Lat.: 44° 8420 – Lon.: 11° 8590
Classe d'uso	IV
Vita nominale	50 anni
Coefficiente d'uso	2,0
Periodo di riferimento	100 anni
Categoria di sottosuolo	D
Fattore di comportamento orizzontale	$q = 1,0$ (spettro elastico)

Di seguito si riporta lo spettro elastico in SLV e i principali parametri di pericolosità.

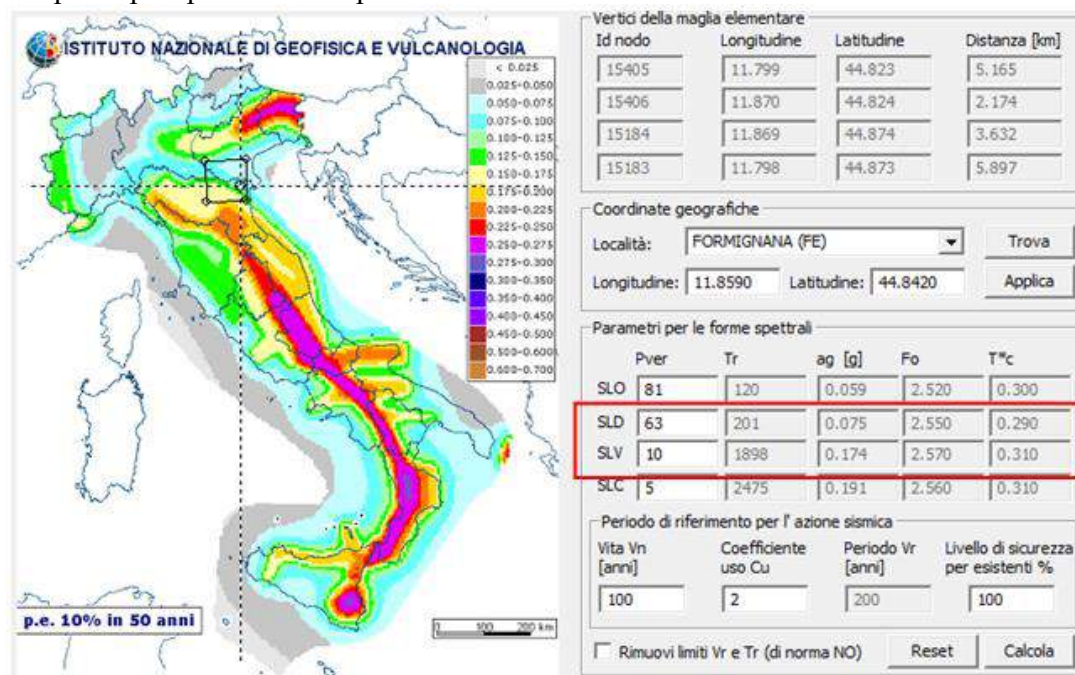
Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLV



Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLD



A seguire i principali parametri di pericolosità:



1.9. Caratteristiche meccaniche dei materiali

Le caratteristiche meccaniche dei materiali di progetto sono:

Strutture esistenti di fondazione (platea):

Calcestruzzo di classe C25/30

Acciaio B450C

Strutture in elevazione (travi, colonne, connessioni):

Acciaio per profili e piastre di collegamento S275

Bulloni/tirafondi di classe 8.8

<u>Calcestruzzo classe C25/30:</u> $f_{ck} = 250 \text{ daN/cm}^2$; $\gamma_c = 1,5$; $\alpha_{cc} = 0,85$; $f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 141,2 \text{ daN/cm}^2$; $f_{ctd} = 0,7 \cdot 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} / \gamma_c = 12 \text{ daN/cm}^2$; classe di esp. XC2 (fondazione).	<u>Acciaio B450C:</u> $\gamma_a = 1,15$; $f_y = 4500 \text{ daN/cm}^2$; $f_t = 5400 \text{ daN/cm}^2$; $f_{yd} = f_y / \gamma_a = 3913 \text{ daN/cm}^2$; copriferro 30 mm (fondazione).
<u>Acciaio S275 - Fe430:</u> $\gamma_a = 1,05$; $f_y = 2750 \text{ daN/cm}^2$; $f_{yd} = f_y / \gamma_a = 2619 \text{ daN/cm}^2$; $E = 2100000 \text{ daN/cm}^2$; $\nu = 0,3$; $\gamma = 7850 \text{ daN/m}^3$.	<u>Bulloni classe 8.8:</u> $f_{yb} = 6400 \text{ daN/cm}^2$; $f_{d,V} = 3960 \text{ daN/cm}^2$; $f_{tb} = 8000 \text{ daN/cm}^2$; $f_{d,N} = 5600 \text{ daN/cm}^2$;

2. PROGETTO DELLA STRUTTURA

2.1. Modello/i numerico/i

2.1.1. Metodologia di modellazione ed analisi

La modellazione della struttura è stata fatta tramite il programma ProSap della 2S.i tramite il quale è stato possibile determinare le azioni sollecitanti di progetto (E_d) da comparare, secondo le indicazioni riportate al punto §2.3 delle NTC 2018, con le sollecitazioni resistenti (R_d) degli elementi determinate mediante il programma ProSap applicando le formulazioni specifiche riportate ai paragrafi §4.1, §4.2 e sottopunti delle NCT 2018 e tenendo conto delle indicazioni dei paragrafi §7.4, §7.5 e sottopunti delle NTC 2018 per le prescrizioni in zona sismica.

2.1.2. Informazioni sul codice di calcolo

La modellazione della struttura e le analisi statiche e dinamiche sono state svolte tramite il programma ProSap della 2S.i.

2.1.3. Modellazione della geometria

Le membrature (colonne, orditure dell'impalcato) sono schematizzate con elementi tipo trave (beam) che consentono di modellare il comportamento flesso/tagliante dell'elemento.

Gli elementi finiti di tipo beam hanno 6 gradi di libertà per ogni nodo e consentono di valutare tutti gli spostamenti che un punto può avere nello spazio (e.g. i 3 spostamenti rispetto agli assi coordinati e le 3 rotazioni attorno agli stessi assi).

La tipologia di struttura e l'elevata snellezza dei profili utilizzati consente di utilizzare elementi finiti di tipo Hermitiano vale a dire elementi capaci di ben approssimare un modello strutturale di trave di Eulero-Bernoulli (priva di deformabilità tangenziale).

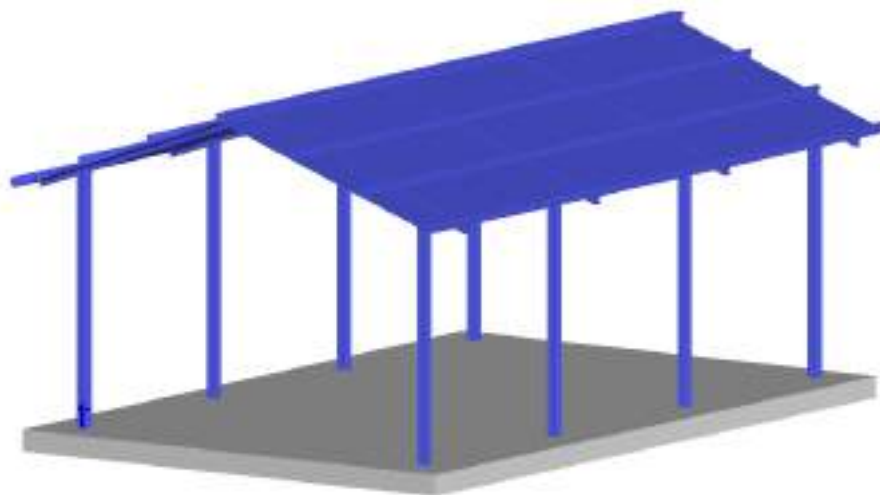
Per i gradi di libertà assiali, invece, si considerano le usuali funzioni di forma Lagrangiane del primo ordine che consentono approssimare con sufficiente accuratezza i campi di spostamento assiale.

Ad ogni elemento finito, così descritto, è poi associata una matrice detta elementare (K_e) di dimensione 12×12 che viene calcolata dal solutore tramite una procedura di integrazione ridotta sui punti di Gauss.

Le matrici K_e , riferite al sistema di assi locali (xyz), di ciascun elemento devono essere ruotate nel sistema di riferimento globale (XYZ) tramite una procedura di algebra lineare che, in base al vettore delle coordinate nodali, definisce una matrice di rotazione elementare che consente di riferire al sistema XYZ la generica matrice K_e .

A questo punto tramite l'ausilio della matrice topologica (matrice che consente di definire l'ordine delle incognite nodali) è possibile collocare, con una procedura di somma algebrica, la matrice elementare ruotata nella matrice globale che costituisce una volta assemblata completamente assieme al vettore dei carichi nodali (compilato in modo del tutto analogo alla matrice di rigidezza) il modello numerico del manufatto.

Di seguito si riportano le viste solide dei modelli agli elementi finiti sviluppati per simulare il comportamento strutturale sotto l'effetto delle azioni statiche e sismiche:



Modello per analisi statica - $k_w = 1,0 \text{ daN/cm}^3$

Dati modello:

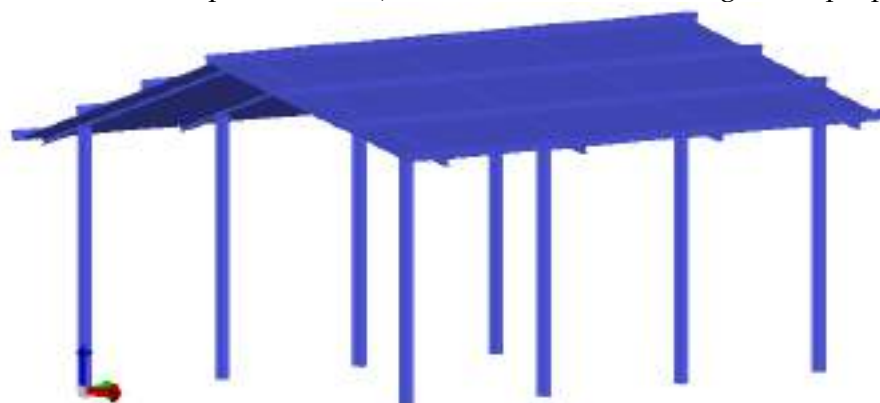
Numero nodi: 302

Numero elementi trave (D2): 96

Numero elementi lastra-piastra (D3): 204

Numero elementi solaio: 35

Piano rigido orizzontamenti/copertura: NO (si tratta di elementi non rigidi nel proprio piano)



Modello per analisi dinamica (risposta rigida del terreno di fondazione)

Dati modello:

Numero nodi: 76

Numero elementi trave (D2): 96

Numero elementi solaio: 35

Piano rigido orizzontamenti/copertura: NO (si tratta di elementi non rigidi nel proprio piano)

Volendo procedere con analisi modale si dovrà, in modo del tutto analogo al calcolo della K_e , procedere alla determinazione numerica anche della matrice delle masse elementare M_e (di tipo consistent) che poi sarà assemblata per ottenere la matrice delle masse globale della struttura.

Una volta ottenute le due matrici sopra riportate e imposte le condizioni di vincolo sarà possibile risolvere numericamente il problema differenziale che rappresenta la condizione di equilibrio dinamica: $K \cdot u + M \cdot \ddot{u} + S \cdot \dot{u} = f(t)$

2.1.4. Modellazione dei vincoli interni ed esterni

Si sono sviluppati due diversi modelli per simulare il comportamento della struttura sotto l'effetto delle azioni sismiche e statiche. Più nel dettaglio si è assunta una costante di sottofondo alla

Winkler $k_w = 1,0 \text{ daN/cm}^3$ (valore caratteristico per i terreni della provincia di Ferrara) per simulare il comportamento strutturale per azioni statiche mentre, per simulare una risposta rigida del terreno di fondazione sotto l'effetto dell'azione sismica, si sono inseriti vincoli rigidi di incastro al piede delle colonne. In entrambi i modelli si sono inserite cerniere interne di continuità al fine di simulare il corretto schema statico della struttura.

2.1.5. Modellazione delle azioni

Le azioni che si sono considerate sono:

Azioni permanenti strutturali (G_1)	Pesi propri delle strutture conteggiati in automatico dal programma in base al peso specifico dichiarato.
Azioni permanenti portate (G_2)	Pesi permanenti sulle strutture conteggiati dal progettista per aree di influenza e immessi come carico sulle membrature che li portano direttamente come carichi distribuiti uniformemente.
Azioni accidentali (Q_{ki})	Azioni del vento e della neve considerati dal progettista e immessi sulle strutture che li sopportano in base alle aree di influenza degli elementi stessi.
Azioni sismiche (E)	L'azione sismica è conteggiata in base a una combinazione SRSS e CQC calcolate dal programma e in base allo spettro di progetto immesso.

2.1.6. Combinazioni e/o percorsi di carico

Le combinazioni di carico per il calcolo delle membrature, in base a quanto disposto al paragrafo §2.5.3 delle NTC 17/01/2018, sono le seguenti:

- | | |
|--------------------------|--|
| a) SLU: | $\gamma_{G1}G_1 + \gamma_{G2}G_2 + \gamma_P P + \gamma_{Q1}Q_{k1} + \gamma_{Q2}\psi_{02}Q_{k2} + \gamma_{Q3}\psi_{03}Q_{k3} + \dots$ |
| b) SLE rara: | $G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02}Q_{k2} + \psi_{03}Q_{k3} + \dots$ |
| c) SLE frequente: | $G_1 + G_2 + P + \psi_{11}Q_{k1} + \psi_{22}Q_{k2} + \psi_{23}Q_{k3} + \dots$ |
| d) SLE quasi permanente: | $G_1 + G_2 + P + \psi_{21}Q_{k1} + \psi_{22}Q_{k2} + \psi_{23}Q_{k3} + \dots$ |
| e) SLU sismica: | $E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21}Q_{k1} + \psi_{22}Q_{k2} + \dots$ |

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

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj}$$

I coefficienti moltiplicativi che si sono considerati sono riportati nelle seguenti tabelle:

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

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

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

Tab. 2.5.1 – Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria/Azione variabile	ψ_1	ψ_2	ψ_3
Categoria A - Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B - Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C - Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D - Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E - Aree per immagazzinamento, uso commerciale e uso industriale Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H - Coperture accessibili per sola manutenzione	0,0	0,0	0,0
Categoria I - Coperture praticabili	da valutarsi caso per caso		
Categoria K - Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)			
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0



2.2. Principali risultati

2.2.1. Risultati dell'analisi

È stata condotta un'analisi modale con spettro di risposta calcolando 5 modi di vibrare e considerando le prescrizioni riportate al punto specifico della normativa § 7.3.3.1 NTC 2018 (sono state considerate altresì la variazione spaziale del moto sismico e l'eccentricità accidentale).

Per tenere conto della risposta più rigida del suolo di fondazione alle azioni dinamiche si è considerato suolo rigido vale a dire che i pilastri sono stati incastrati al piede.

I risultati sintetici sono riportati nel seguito:

Analisi Modale:

CDC	Tipo	Sigla Id	Note
5	Edk	CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=0.0 (ecc. +)	
			categoria suolo: D
			fattore di sito S = 1.728
			ordinata spettro (tratto Tb-Tc) = 0.774 g
			angolo di ingresso:0.0
			eccentricità aggiuntiva: positiva
			periodo proprio T1: 0.430 sec.
			fattore di struttura q: 1.000
			fattore per spost. mu d: 1.000
			classe di duttilità CD: DCH
			numero di modi considerati: 50
			combinaz. modale: CQC

Modo	Frequenza	Periodo	Acc. Spettrale	M efficace X x g	%	M efficace Y x g	%	M efficace Z x g	%
	Hz	sec	g	daN		daN		daN	
1	2.055	0.487	0.774	0.0	0.0	2385.05	99.9	1.79e-06	0.0
2	2.326	0.430	0.774	1755.48	73.5	0.0	0.0	0.0	0.0
3	2.679	0.373	0.774	626.00	26.2	0.0	0.0	0.0	0.0
4	7.090	0.141	0.589	0.01	5.14e-04	0.0	0.0	0.0	0.0
5	7.123	0.140	0.588	0.0	0.0	0.78	3.25e-02	357.94	15.0
Risulta				2388.57		2388.57			
In percentuale				100.00		100.00			

CDC	Tipo	Sigla Id	Note
6	Edk	CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=0.0 (ecc. -)	
			categoria suolo: D
			fattore di sito S = 1.728
			ordinata spettro (tratto Tb-Tc) = 0.774 g
			angolo di ingresso:0.0
			eccentricità aggiuntiva: negativa

RELAZIONE TECNICA DI CALCOLO E SULLE FONDAZIONI: NUOVO GARAGE IN LOCALITÀ VALPAGLIARO
Val Pagliaro - Comune di Ferrara

CDC	Tipo	Sigla Id	Note
			periodo proprio T1: 0.430 sec.
			fattore di struttura q: 1.000
			fattore per spost. μ d: 1.000
			classe di duttilità CD: DCH
			numero di modi considerati: 50
			combinaz. modale: CQC

Modo	Frequenza	Periodo	Acc. Spettrale	M efficace X x g	%	M efficace Y x g	%	M efficace Z x g	%
	Hz	sec	g	daN		daN		daN	
1	2.055	0.487	0.774	0.0	0.0	2385.05	99.9	1.79e-06	0.0
2	2.326	0.430	0.774	1755.48	73.5	0.0	0.0	0.0	0.0
3	2.679	0.373	0.774	626.00	26.2	0.0	0.0	0.0	0.0
4	7.090	0.141	0.589	0.01	5.14e-04	0.0	0.0	0.0	0.0
5	7.123	0.140	0.588	0.0	0.0	0.78	3.25e-02	357.94	15.0
Risulta				2388.57		2388.57			
In percentuale				100.00		100.00			

CDC	Tipo	Sigla Id	Note
7	Edk	CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=90.00 (ecc. +)	
			categoria suolo: D
			fattore di sito S = 1.728
			ordinata spettro (tratto Tb-Tc) = 0.774 g
			angolo di ingresso:90.00
			eccentricità aggiuntiva: positiva
			periodo proprio T1: 0.488 sec.
			fattore di struttura q: 1.000
			fattore per spost. μ d: 1.000
			classe di duttilità CD: DCH
			numero di modi considerati: 50
			combinaz. modale: CQC

Modo	Frequenza	Periodo	Acc. Spettrale	M efficace X x g	%	M efficace Y x g	%	M efficace Z x g	%
	Hz	sec	g	daN		daN		daN	
1	2.051	0.488	0.774	0.0	0.0	2369.90	99.2	0.0	0.0
2	2.425	0.412	0.774	2381.79	99.7	0.0	0.0	0.0	0.0
3	2.558	0.391	0.774	0.0	0.0	15.10	0.6	0.0	0.0
4	7.144	0.140	0.587	0.0	0.0	0.15	6.42e-03	0.0	0.0
5	7.230	0.138	0.583	0.0	0.0	0.0	0.0	737.82	30.9
Risulta				2388.57		2388.57			
In percentuale				100.00		100.00			

CDC	Tipo	Sigla Id	Note
8	Edk	CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=90.00 (ecc. -)	
			categoria suolo: D
			fattore di sito S = 1.728
			ordinata spettro (tratto Tb-Tc) = 0.774 g
			angolo di ingresso:90.00
			eccentricità aggiuntiva: negativa
			periodo proprio T1: 0.488 sec.
			fattore di struttura q: 1.000
			fattore per spost. μ d: 1.000
			classe di duttilità CD: DCH
			numero di modi considerati: 50
			combinaz. modale: CQC

Modo	Frequenza	Periodo	Acc. Spettrale	M efficace X x g	%	M efficace Y x g	%	M efficace Z x g	%
	Hz	sec	g	daN		daN		daN	
1	2.051	0.488	0.774	0.0	0.0	2369.90	99.2	0.0	0.0
2	2.425	0.412	0.774	2381.79	99.7	0.0	0.0	0.0	0.0
3	2.558	0.391	0.774	0.0	0.0	15.10	0.6	0.0	0.0
4	7.144	0.140	0.587	0.0	0.0	0.15	6.42e-03	0.0	0.0
5	7.230	0.138	0.583	0.0	0.0	0.0	0.0	737.82	30.9
Risulta				2388.57		2388.57			
In percentuale				100.00		100.00			

RELAZIONE TECNICA DI CALCOLO E SULLE FONDAZIONI: NUOVO GARAGE IN LOCALITÀ VALPAGLIARO
Val Pagliaro - Comune di Ferrara

CDC	Tipo	Sigla Id	Note
9	Edk	CDC=Ed (dinamico SLD) alfa=0.0 (ecc. +)	
			categoria suolo: D
			fattore di sito S = 1.800
			ordinata spettro (tratto Tb-Tc) = 0.344 g
			angolo di ingresso:0.0
			eccentricità aggiuntiva: positiva
			periodo proprio T1: 0.430 sec.
			numero di modi considerati: 50
			combinaz. modale: CQC

Modo	Frequenza	Periodo	Acc. Spettrale	M efficace X x g	%	M efficace Y x g	%	M efficace Z x g	%
	Hz	sec	g	daN		daN		daN	
1	2.055	0.487	0.344	0.0	0.0	2385.05	99.9	1.79e-06	0.0
2	2.326	0.430	0.344	1755.48	73.5	0.0	0.0	0.0	0.0
3	2.679	0.373	0.344	626.00	26.2	0.0	0.0	0.0	0.0
4	7.090	0.141	0.266	0.01	5.14e-04	0.0	0.0	0.0	0.0
5	7.123	0.140	0.266	0.0	0.0	0.78	3.25e-02	357.94	15.0
Risulta				2388.57		2388.57			
In				100.00		100.00			
percentuale									

CDC	Tipo	Sigla Id	Note
10	Edk	CDC=Ed (dinamico SLD) alfa=0.0 (ecc. -)	
			categoria suolo: D
			fattore di sito S = 1.800
			ordinata spettro (tratto Tb-Tc) = 0.344 g
			angolo di ingresso:0.0
			eccentricità aggiuntiva: negativa
			periodo proprio T1: 0.430 sec.
			numero di modi considerati: 50
			combinaz. modale: CQC

Modo	Frequenza	Periodo	Acc. Spettrale	M efficace X x g	%	M efficace Y x g	%	M efficace Z x g	%
	Hz	sec	g	daN		daN		daN	
1	2.055	0.487	0.344	0.0	0.0	2385.05	99.9	1.79e-06	0.0
2	2.326	0.430	0.344	1755.48	73.5	0.0	0.0	0.0	0.0
3	2.679	0.373	0.344	626.00	26.2	0.0	0.0	0.0	0.0
4	7.090	0.141	0.266	0.01	5.14e-04	0.0	0.0	0.0	0.0
5	7.123	0.140	0.266	0.0	0.0	0.78	3.25e-02	357.94	15.0
Risulta				2388.57		2388.57			
In				100.00		100.00			
percentuale									

CDC	Tipo	Sigla Id	Note
11	Edk	CDC=Ed (dinamico SLD) alfa=90.00 (ecc. +)	
			categoria suolo: D
			fattore di sito S = 1.800
			ordinata spettro (tratto Tb-Tc) = 0.344 g
			angolo di ingresso:90.00
			eccentricità aggiuntiva: positiva
			periodo proprio T1: 0.488 sec.
			numero di modi considerati: 50
			combinaz. modale: CQC

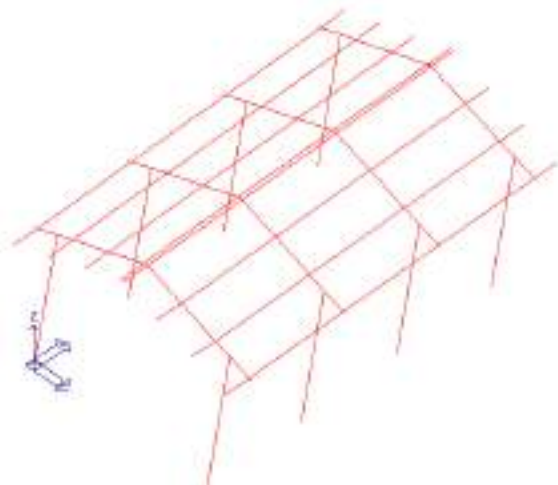
Modo	Frequenza	Periodo	Acc. Spettrale	M efficace X x g	%	M efficace Y x g	%	M efficace Z x g	%
	Hz	sec	g	daN		daN		daN	
1	2.051	0.488	0.344	0.0	0.0	2369.90	99.2	0.0	0.0
2	2.425	0.412	0.344	2381.79	99.7	0.0	0.0	0.0	0.0
3	2.558	0.391	0.344	0.0	0.0	15.10	0.6	0.0	0.0
4	7.144	0.140	0.265	0.0	0.0	0.15	6.42e-03	0.0	0.0
5	7.230	0.138	0.264	0.0	0.0	0.0	0.0	737.82	30.9
Risulta				2388.57		2388.57			
In				100.00		100.00			
percentuale									

RELAZIONE TECNICA DI CALCOLO E SULLE FONDAZIONI: NUOVO GARAGE IN LOCALITÀ VALPAGLIARO
Val Pagliaro - Comune di Ferrara

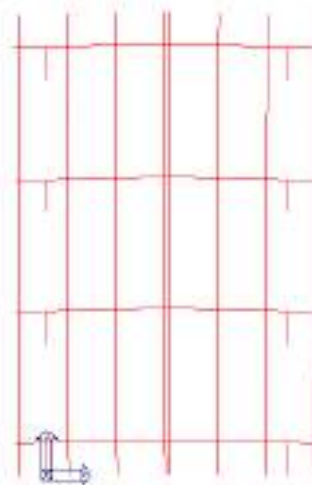
CDC	Tipo	Sigla Id	Note
12	Edk	CDC=Ed (dinamico SLD) alfa=90.00 (ecc. -)	
			categoria suolo: D
			fattore di sito S = 1.800
			ordinata spettro (tratto Tb-Tc) = 0.344 g
			angolo di ingresso: 90.00
			eccentricità aggiuntiva: negativa
			periodo proprio T1: 0.488 sec.
			numero di modi considerati: 50
			combinaz. modale: CQC

Modo	Frequenza	Periodo	Acc. Spettrale	M efficace X	%	M efficace Y	%	M efficace Z	%
	Hz	sec	g	x g		x g		x g	
1	2.051	0.488	0.344	0.0	0.0	2369.90	99.2	0.0	0.0
2	2.425	0.412	0.344	2381.79	99.7	0.0	0.0	0.0	0.0
3	2.558	0.391	0.344	0.0	0.0	15.10	0.6	0.0	0.0
4	7.144	0.140	0.265	0.0	0.0	0.15	6.42e-03	0.0	0.0
5	7.230	0.138	0.264	0.0	0.0	0.0	0.0	737.82	30.9
Risulta				2388.57		2388.57			
In percentuale				100.00		100.00			

I modi principali risultano:

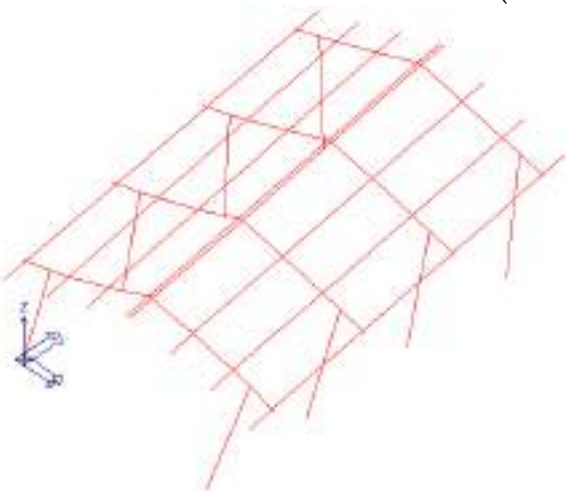


Vista assonometrica

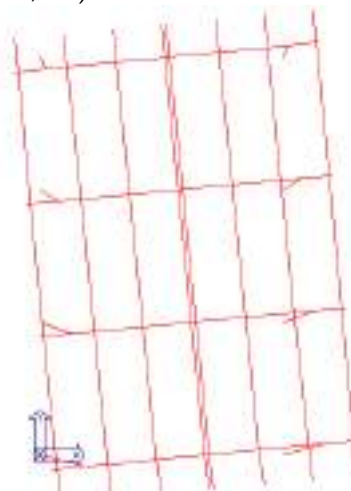


Vista in pianta

Modo 1 – (T = 0,487 sec, M_{ecc} = 99,9%)

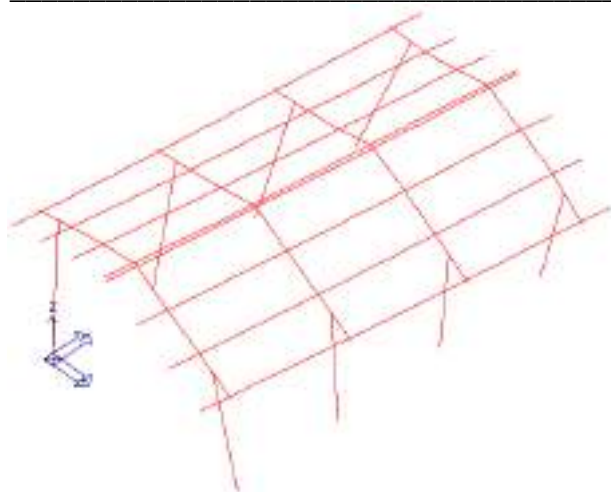


Vista assonometrica

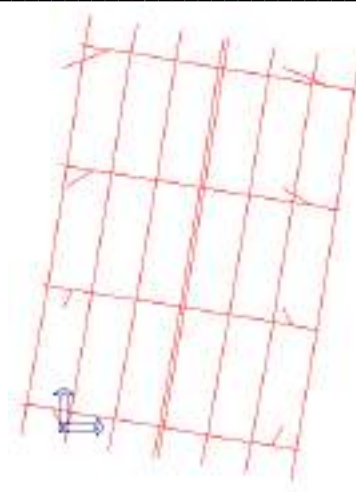


Vista in pianta

Modo 2 – (T = 0,430 sec, M_{ecc} = 73,5%)



Vista assonometrica



Vista in pianta

Modo 3 – (T = 0,373 sec, M_{ecc} = 26,2%)

Analisi degli spostamenti nodali dovuti al sisma:

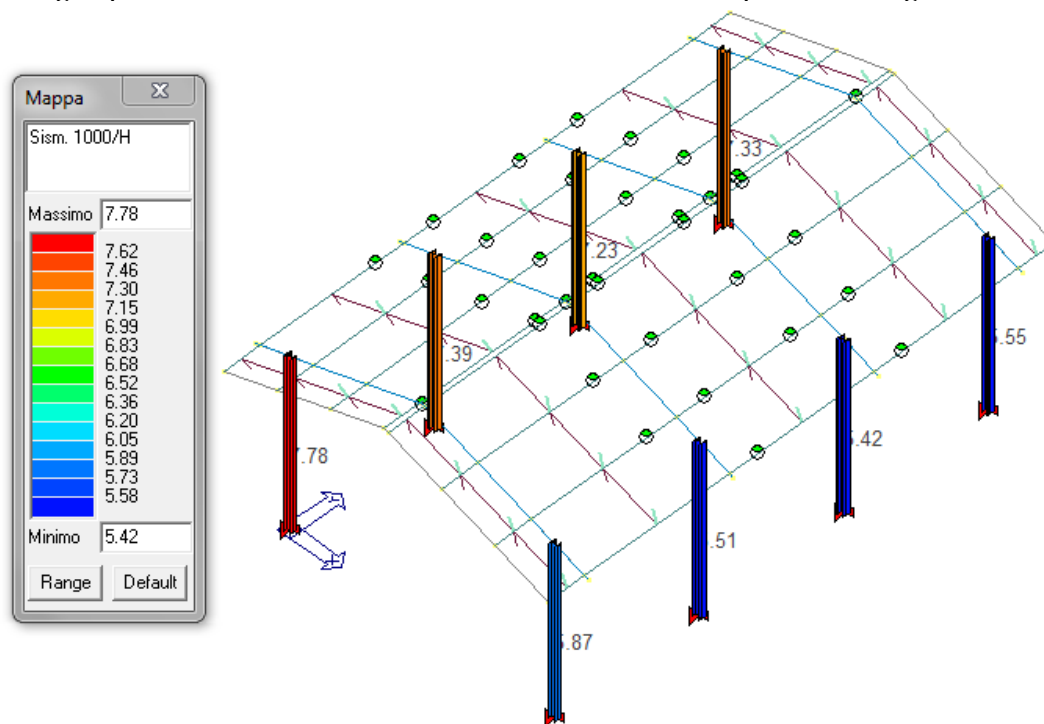
Le analisi condotte per azioni sismiche in combinazione SLD riportano il seguente valore massimo di spostamento laterale normalizzato all'altezza (tabella dei risultati in formato ridotto):

Cmb	Pilas.	1000 etaT/h	etaT cm	inter. h cm	Pilas.	1000 etaT/h	etaT cm	inter. h cm	Pilas.	1000 etaT/h	etaT cm	inter. h cm
59	1	5.56	1.72	308.7	2	7.46	2.30	308.7	7	4.08	1.26	308
...
90	1	7.33	2.26	308.7	2	5.55	1.71	308.7	7	7.23	2.23	308
...
Cmb		1000 etaT/h										
		7.78										

$$1000 \cdot \left(\frac{d_r}{h} \right)_{\max} = 7,78 < 10$$

VERIFICATO

La mappa degli spostamenti trasversali massimi esibiti in SLD è riportata di seguito:



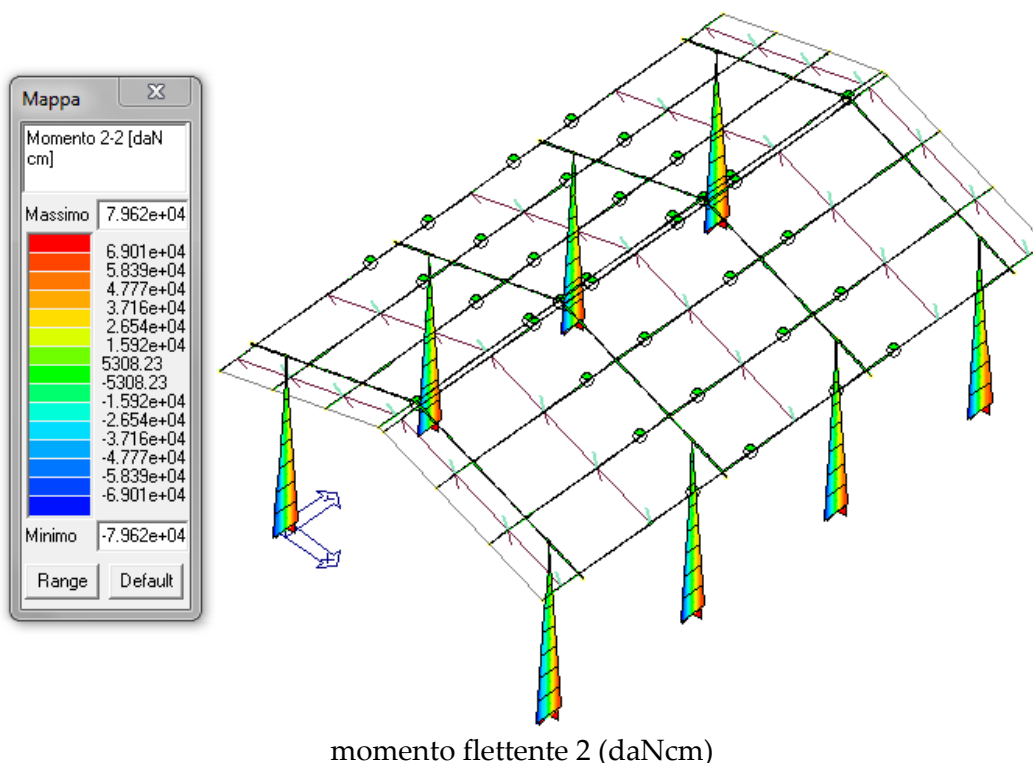
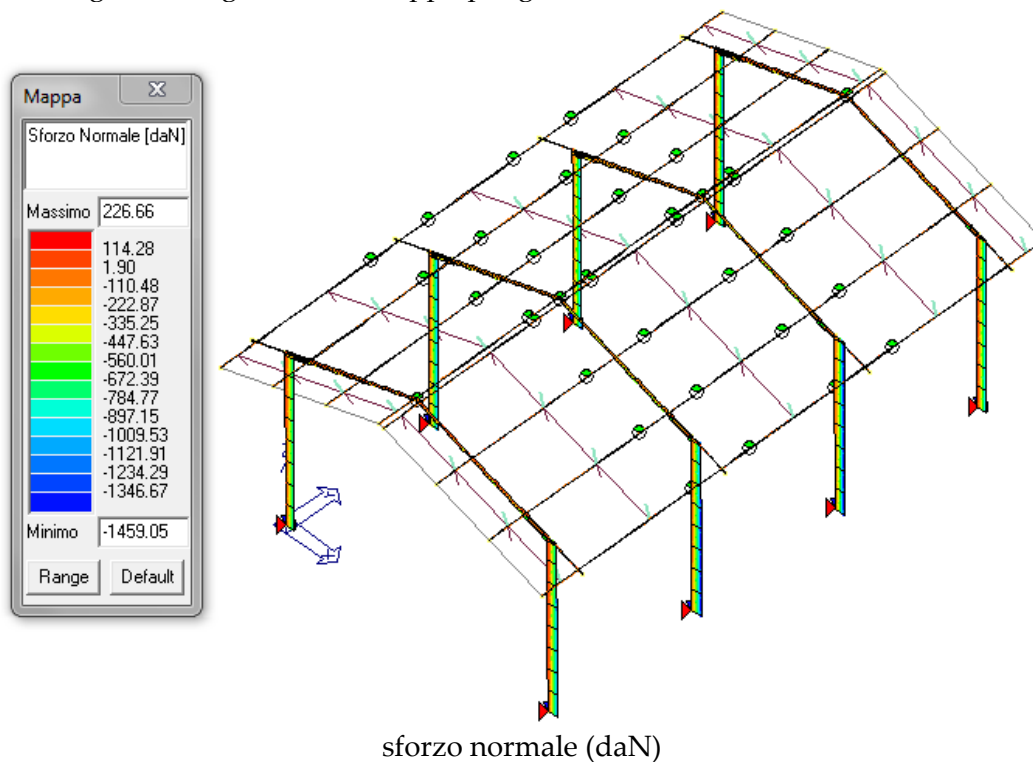
Il massimo drift di piano è pari a 7,78‰ di H < 10‰ H (cfr. § 7.3.7.2 NTC 2018) => **VERIFICATO**.

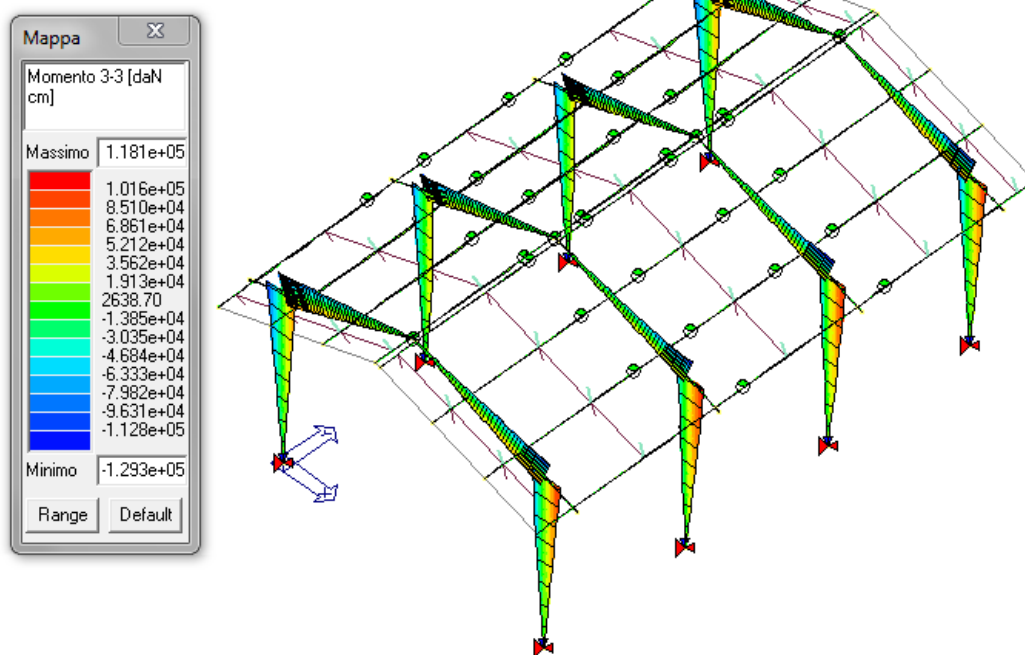
2.2.2. Deformate e sollecitazioni per condizioni di carico

Si rimanda a quanto riportato al punto 2.2.3 per il quale si sono rappresentati i massimi valori in termini di sforzo e deformazioni degli involuপি certamente maggiori di quelli esibiti nelle singole condizioni di carico.

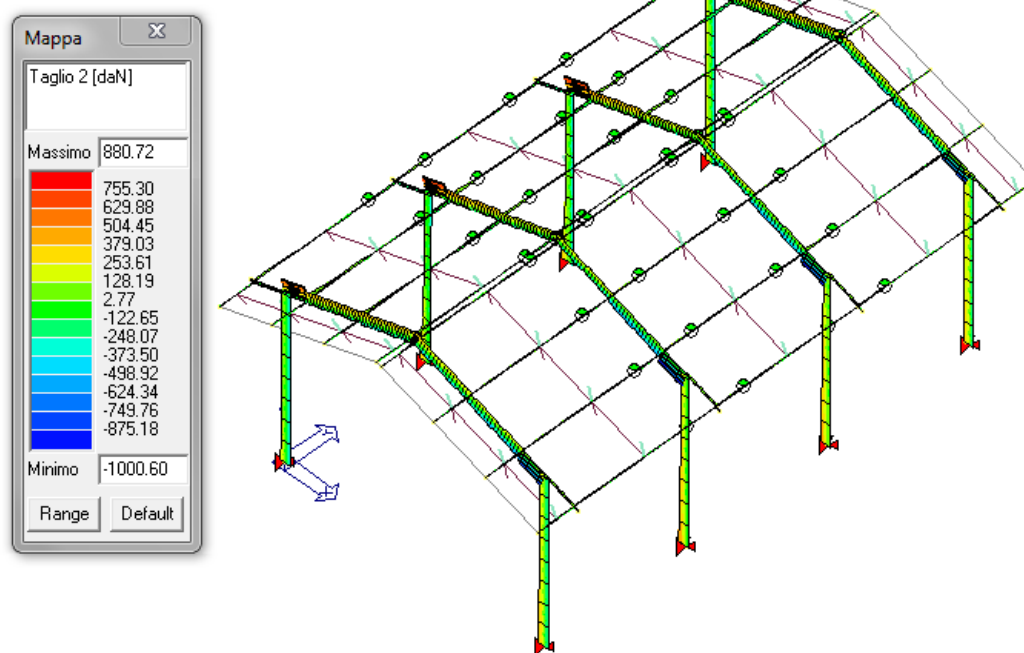
2.2.3. Involuppo delle sollecitazioni maggiormente significative

Si riportano a seguire i diagrammi involucro per gli elementi in elevazione - con sisma:

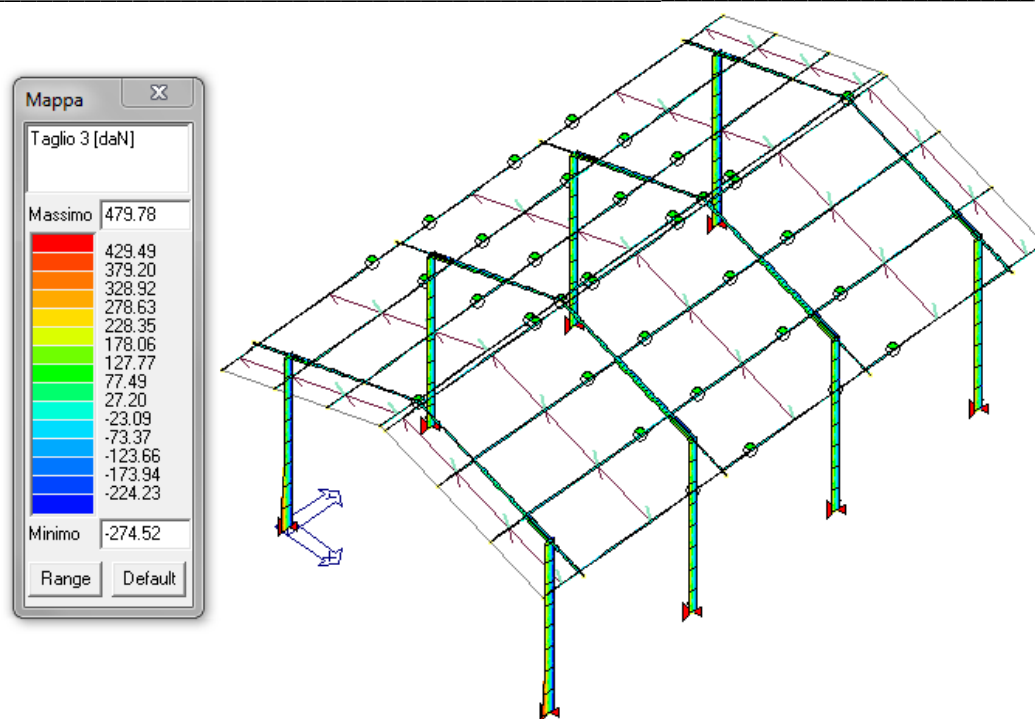




momento flettente 3 (daNcm)

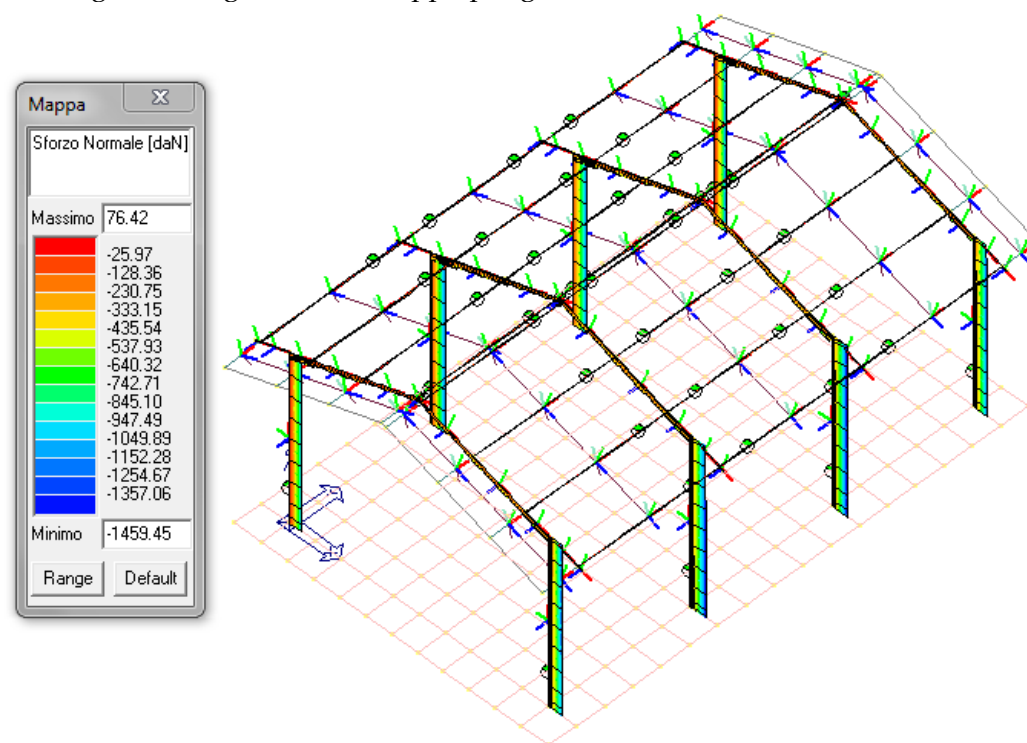


taglio 2 (daN)

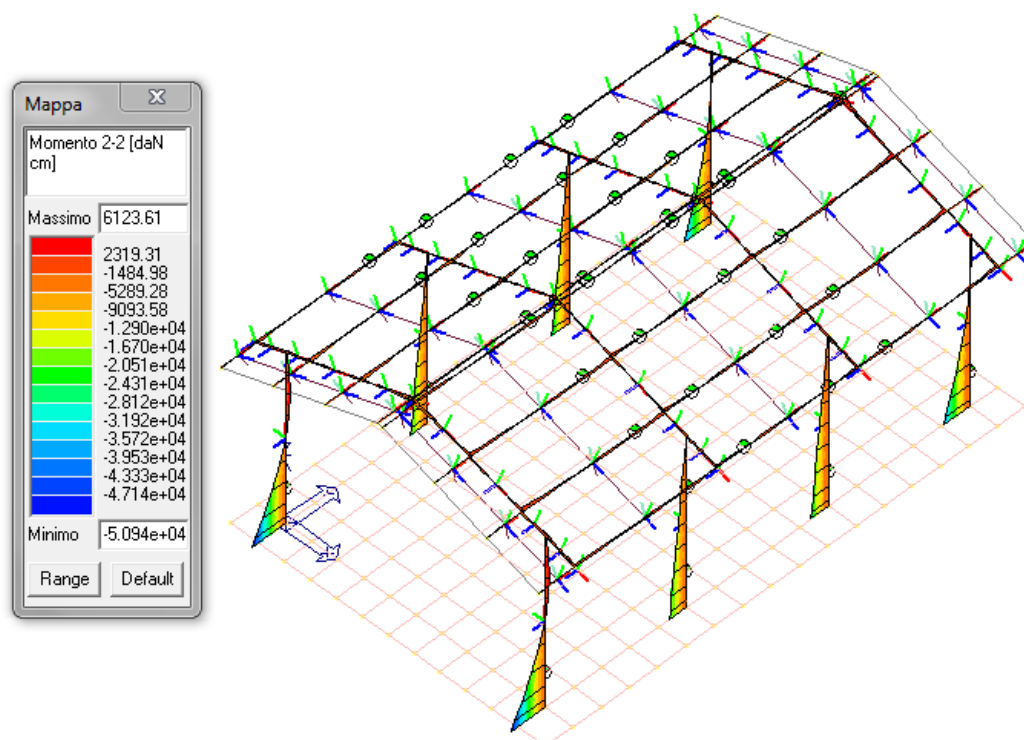


taglio 3 (daN)

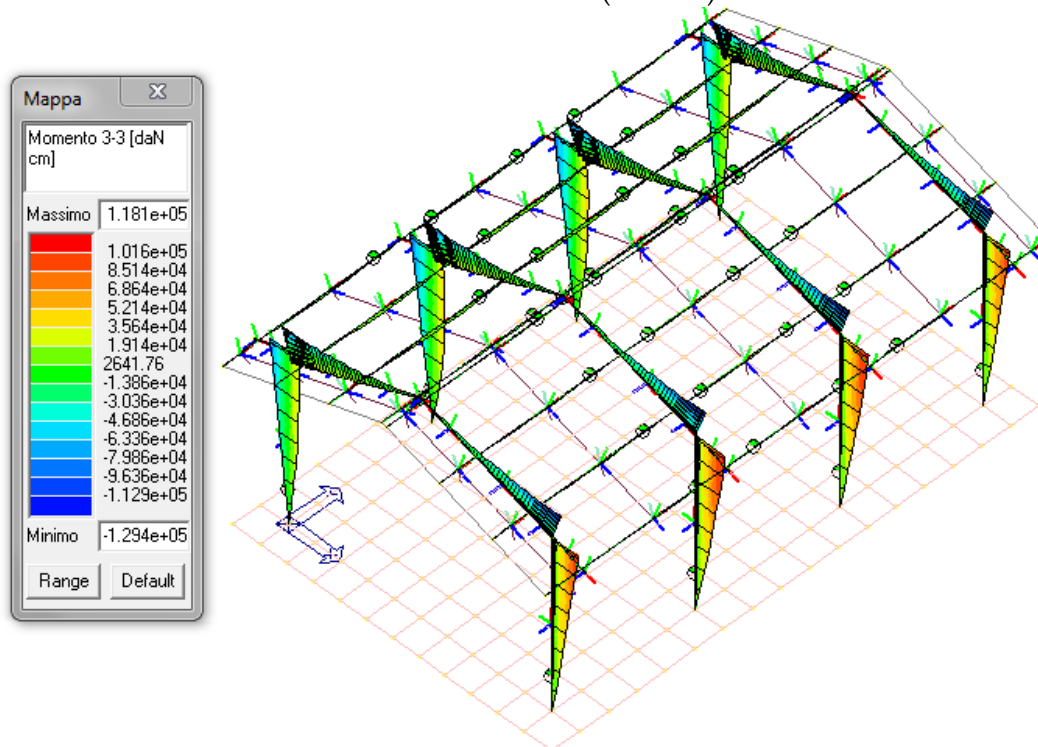
Si riportano a seguire i diagrammi involuppo per gli elementi in elevazione - azioni statiche:



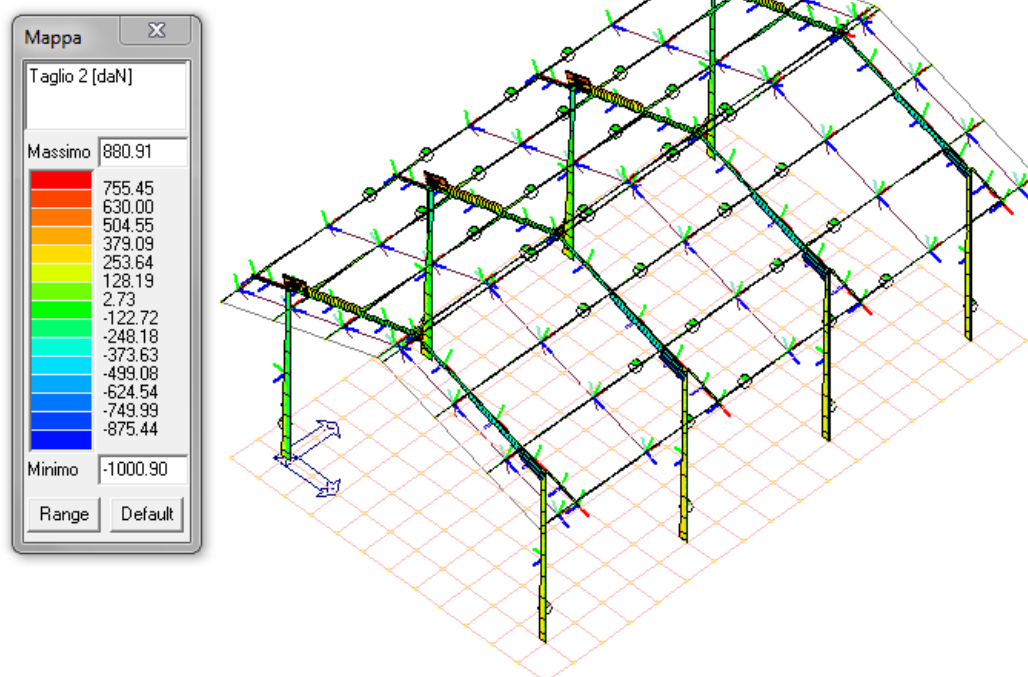
sforzo normale (daN)



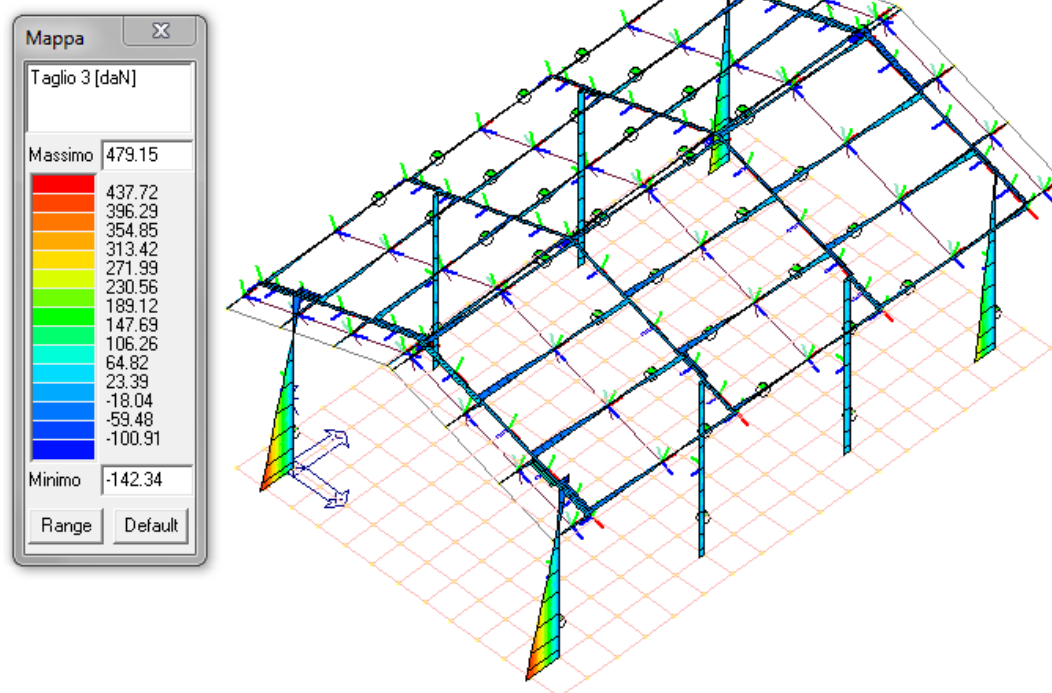
momento flettente 2 (daNcm)



momento flettente 3 (daNcm)



taglio 2 (daN)



taglio 3 (daN)

2.2.4. Reazioni vincolari

Il calcolo delle connessioni di base verrà eseguito mediante l'applicazione delle azioni sollecitanti N , M_x , M_y , T_x , T_y massime tra le due ipotesi di suolo analizzate: 1) fondazione su suolo rigido e incastri al piede delle colonne; 2) fondazione su suolo alla Winkler con $k_w = 1,0 \text{ daN/cm}^3$.

Dall'involuppo delle combinazioni in SLU si ottiene:

Combinazioni SLU	Combinazioni SLV
$F_x = 1 \text{ daN}$ $F_y = 507 \text{ daN}$ $F_z = -740 \text{ daN}$ $M_y = 257 \text{ daNm}$ (asse debole HEA 120)	$F_x = 2 \text{ daN}$ $F_y = 409 \text{ daN}$ $F_z = -417 \text{ daN}$ $M_y = 796 \text{ daNm}$ (asse debole HEA 120)

2.2.5. Altri risultati significativi

Non vi sono ulteriori risultati di rilievo da evidenziare.

2.3. Giudizio motivato di accettabilità dei risultati

Il programma è munito, all'interno degli step di modellazione, di specifici strumenti di controllo e test della mesh. I risultati ottenuti presentano inoltre ordini di grandezza del tutto compatibili con il tipo di struttura.

A riprova si procede al calcolo manuale del periodo teorico di un modo di vibrare principale [modo 1 dei risultati sopra riportati] (risultato ProSap: 0,487 sec; massa partecipante 99,9%):

$$M \approx 21,2 \text{ kN}$$

$$K = 8 \cdot \frac{3EJ}{H^3} \approx 4 \text{ kN/cm}$$

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{M/g}{K}} \approx 0,461 \text{ sec}$$

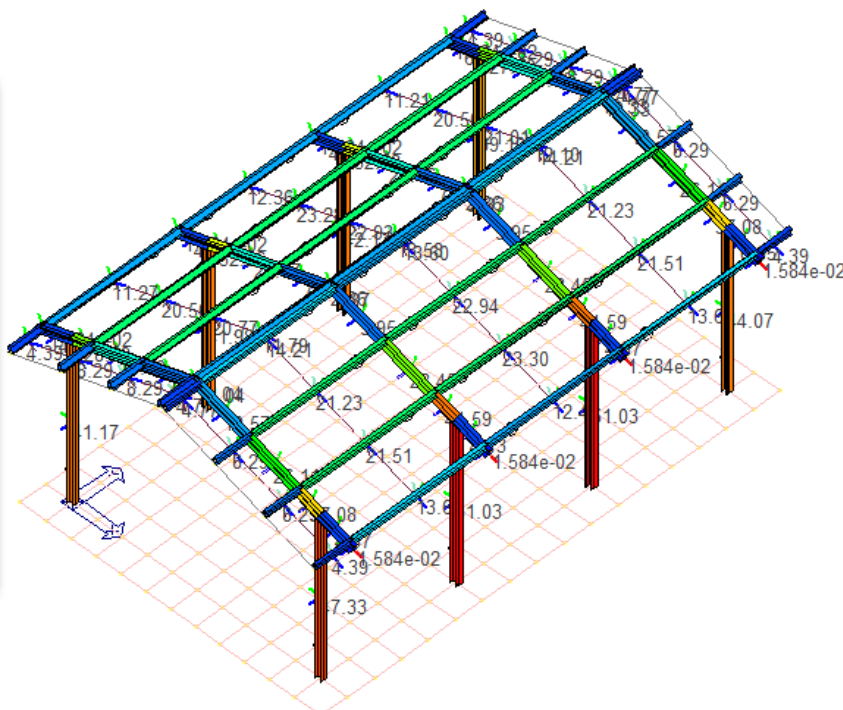
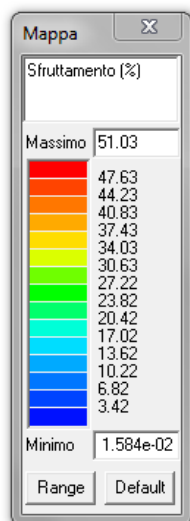
Dove M è la massa globale attribuibile alla copertura del manufatto, K è la rigidezza alla traslazione delle colonne aventi altezza in asse di 308 cm. Le risultanze della stima manuale sono in buon accordo con quanto ottenuto mediante simulazione numerica.

2.4. Verifiche agli stati limite ultimi

Mediante il programma ProSap si sono svolte le verifiche.

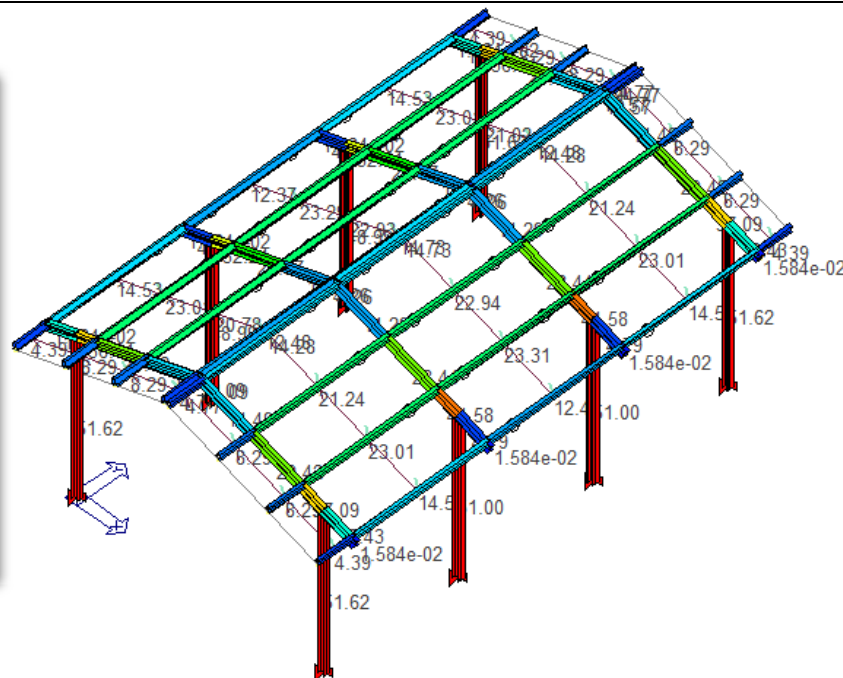
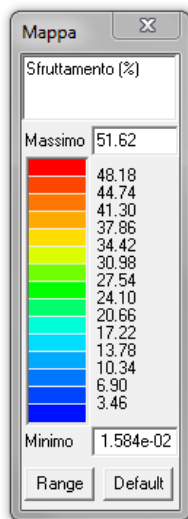
2.4.1. Verifiche SLU e SLV degli elementi in acciaio

I risultati per gli elementi sono schematizzati di seguito mediante mappe di colore:



Sfruttamento ~ 51% < 100% => **VERIFICATO**

Struttura su suolo cedevole elasticamente con $k_w = 1,0 \text{ daN/cm}^3$ - analisi statica



Sfruttamento ~ 52% < 100% => **VERIFICATO**

Struttura con vincoli rigidi al piede - analisi sismica

Dalle mappe si può constatare che lo "sfruttamento" delle membrature sia per le combinazioni sismiche che per quelle ai soli carichi verticali è sempre minore del 100% e pertanto le verifiche previste dalle NTC 2018 risultano soddisfatte => => => => => => => => => **VERIFICATO**.

2.4.2 Verifica degli elementi principali di connessione

1) Giunti di base delle colonne:

Come ipotesi di calcolo si è preso in considerazione un giunto di base di tipo incastro composto da una piastra di base nervata saldata alla base della colonna HEA 160 e fissata mediante tirafondi alla platea di fondazione.

Caratteristiche geometriche HEA 120:

$$A = 25,3 \text{ cm}^2$$

$$W_x = 106,3 \text{ cm}^3$$

$$W_y = 38,5 \text{ cm}^3$$

$$J_x = 606 \text{ cm}^4$$

$$J_y = 231 \text{ cm}^4$$

Caratteristiche connessione:

$s = 20 \text{ mm}$ (spessore piastra base)

$D = 14 \text{ mm}$ (diametro tirafondi)

Tirafondi classe 8.8

Saldate b = 10 mm

Sollecitazioni dimensionanti (E_d):

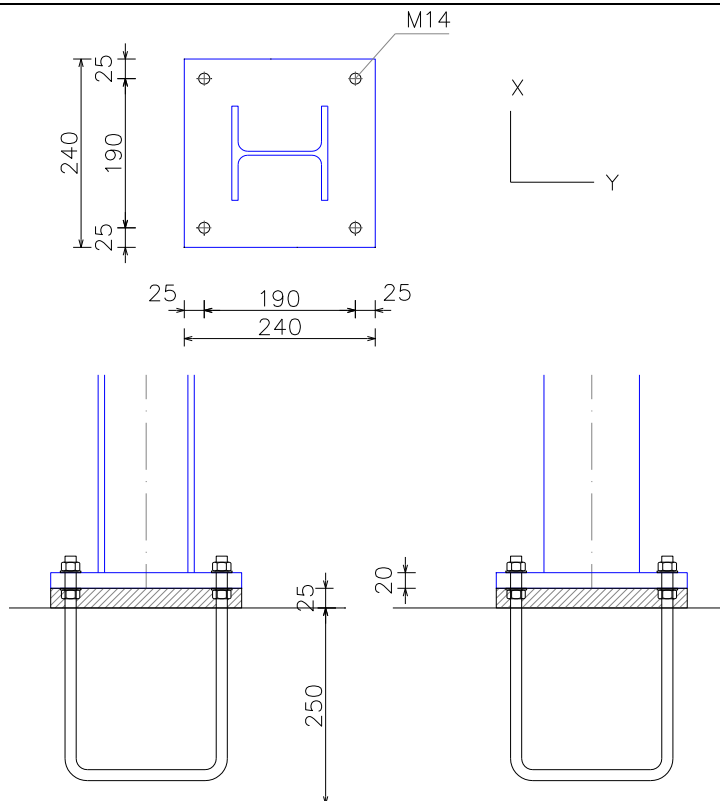
$$F_x = 2 \text{ daN}$$

$$F_y = 409 \text{ daN}$$

$$F_z = -417 \text{ daN}$$

$$M_y = 796 \text{ daNm (asse debole HEA 120)}$$

(da combinazioni SLV)



Verifica saldature sulle ali dell'HEA 120:

$$\sqrt{(n_{\perp L}^2 + t_{\perp L}^2 + t_{//}^2)} \leq \beta_1 \cdot f_{yk}$$

$$|n_{\perp L}| + |t_{\perp L}| \leq \beta_2 \cdot f_{yk}$$

β_1	0,7
β_2	0,85
$t_{//} \text{ (N/mm}^2\text{)}$	0,0065
$t_{\perp L} \text{ (N/mm}^2\text{)}$	0,0000

$n_{\perp N} \text{ (N/mm}^2\text{)}$	0,0000
$n_{\perp M} \text{ (N/mm}^2\text{)}$	72,3839
$n_{\perp L} \text{ (N/mm}^2\text{)}$	72,3839

$\sqrt{(n_{\perp L}^2 + t_{\perp L}^2 + t_{//}^2)}$	72,3839
$\beta_1 \cdot f_{yk}$	192,5000

S/R	OK
0,38	

$ n_{\perp L} + t_{\perp L} $	72,3839
$\beta_2 \cdot f_{yk}$	233,7500

S/R	OK
0,31	

$F_{w,Ed}/F_{w,Rd} \leq 1$ con $F_{w,Rd} = a \cdot f_{tk}/(\sqrt{3} \cdot \beta \cdot \gamma_{M2})$			
β_w	0,85	$F_{T\ TOT}$ (N/mm)	0,046
$f_{vw,d}$ (N/mm ²)	233,657	$F_{_L\ N}$ (N/mm)	0,000
$F_{T//}$ (N/mm)	0,046	$F_{_L\ M}$ (N/mm)	511,831
F_{T_L} (N/mm)	0,000	$F_{_L\ TOT}$ (N/mm)	511,831
$F_{w,Ed}$ (N/mm)	511,831	S/R	OK
$F_{w,Rd}$ (N/mm)	1652,205	0,310	

Verifica saldature sull'anima dell'HEA 120:

$$\sqrt{(n_{_L}^2 + t_{_L}^2 + t_{//}^2)} \leq \beta_1 \cdot f_{yk}$$
$$|n_{_L}| + |t_{_L}| \leq \beta_2 \cdot f_{yk}$$

β_1	0,7	$n_{_L\ N}$ (N/mm ²)	0,0000
β_2	0,85	$n_{_L\ M}$ (N/mm ²)	0,0000
$t_{//}$ (N/mm ²)	3,6151	$n_{_L}$ (N/mm ²)	0,0000
$t_{_L}$ (N/mm ²)	0,0000		
$\sqrt{(n_{_L}^2 + t_{_L}^2 + t_{//}^2)}$	3,6151	S/R	OK
$\beta_1 \cdot f_{yk}$	192,5000	0,02	
$ n_{_L} + t_{_L} $	0,0000	S/R	OK
$\beta_2 \cdot f_{yk}$	233,7500	0,00	

$F_{w,Ed}/F_{w,Rd} \leq 1$ con $F_{w,Rd} = a \cdot f_{tk}/(\sqrt{3} \cdot \beta \cdot \gamma_{M2})$

β_w	0,85	$F_{T\ TOT}$ (N/mm)	25,563
$f_{vw,d}$ (N/mm ²)	233,657	$F_{_L\ N}$ (N/mm)	0,000
$F_{T//}$ (N/mm)	25,563	$F_{_L\ M}$ (N/mm)	0,000
F_{T_L} (N/mm)	0,000	$F_{_L\ TOT}$ (N/mm)	0,000
$F_{w,Ed}$ (N/mm)	25,563	S/R	OK
$F_{w,Rd}$ (N/mm)	1652,205	0,015	

Verifica bullonatura 4 M14 (1 area taglio a bullone):

$$F_{v,Ed} = \frac{\sqrt{F_x^2 + F_y^2}}{n_{bull.} \cdot n_{aV.}} \approx 146 daN; \quad F_{t,Ed} \approx 2051 daN$$
$$F_{v,Rd} = 0,6 f_{tb} A_{res} / \gamma_{M2} = 4416 daN; \quad F_{t,Rd} = 0,9 f_{tb} A_{res} / \gamma_{M2} = 6624 daN$$
$$\left(\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} \right) + \left(\frac{F_{t,Ed}}{1,4 F_{t,Rd}} \right) \approx 0,25 < 1; \quad \left(\frac{F_{t,Ed}}{F_{t,Rd}} \right) \approx 0,31 < 1 \rightarrow VERIFICATO$$
$$F_{b,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot \Phi \cdot t_{min} = 2,5 \cdot 0,56 \cdot \Phi \cdot t_{min} \cdot f_{tk} / \gamma_{M2} \approx 13378 daN > F_{v,Ed} \rightarrow VERIFICATO$$
$$B_{p,Rd} = 0,6 \cdot \pi \cdot d_m \cdot t_p \cdot f_{tk} / \gamma_{M2} = 28530 daN > F_{t,Ed} \rightarrow VERIFICATO$$

A favore di sicurezza $F_{t,Ed}$ è stato determinato trascurando il contributo (favorevole) di F_z .

2) Giunti trave - colonna:

Come ipotesi di calcolo si è preso in considerazione un giunto di tipo incastro composto da una piastra nervata saldata alla testa della colonna e imbullonato all'ala inferiore trave.

Caratteristiche geometriche HEA 120:

$$A = 25,3 \text{ cm}^2$$

$$W_x = 106,3 \text{ cm}^3$$

$$W_y = 38,5 \text{ cm}^3$$

$$J_x = 606 \text{ cm}^4$$

$$J_y = 231 \text{ cm}^4$$

Caratteristiche connessione:

s = 10 mm (spessore piastre)

D = 14 mm (diametro bulloni)

Bulloni di classe 8.8

Saldature b = 10 mm

Sollecitazioni (E_d):

$$F_x = 7 \text{ daN}$$

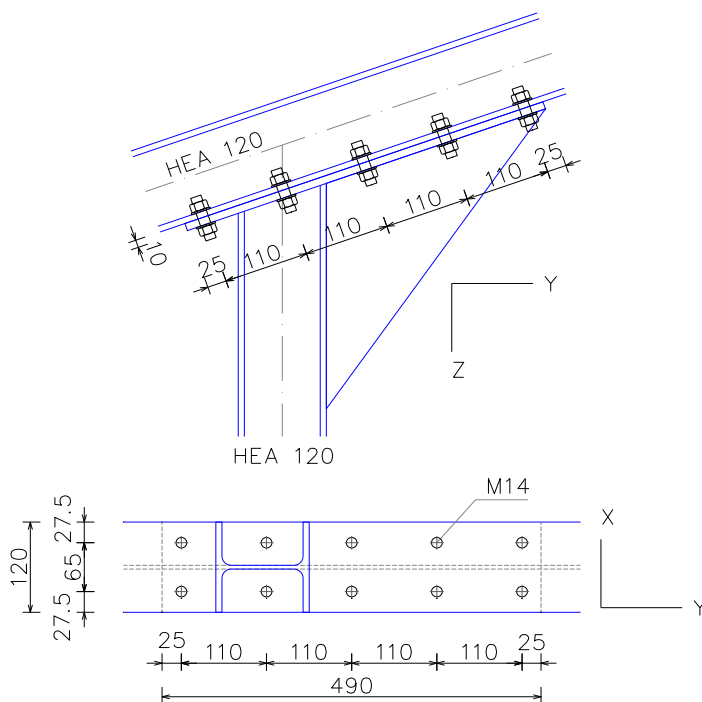
$$F_y = 295 \text{ daN}$$

$$F_z = -1380 \text{ daN}$$

$$M_x = 1181 \text{ daNm (asse forte HEA 120)}$$

$$M_y = 2 \text{ daNm (asse debole HEA 120)}$$

(da combinazioni SLV)



Verifica saldatura sulle ali dell'HEA 120:

$$\sqrt{(n_{\perp}^2 + t_{\perp}^2 + t_{//}^2)} \leq \beta_1 \cdot f_{yk}$$

$$|n_{\perp}| + |t_{\perp}| \leq \beta_2 \cdot f_{yk}$$

β_1	0,7
β_2	0,85
$t_{//} \text{ (N/mm}^2\text{)}$	0,0047
$t_{\perp} \text{ (N/mm}^2\text{)}$	0,0000

$n_{\perp N} \text{ (N/mm}^2\text{)}$	71,0110
$n_{\perp M} \text{ (N/mm}^2\text{)}$	0,1924
$n_{\perp} \text{ (N/mm}^2\text{)}$	71,2034

$\sqrt{(n_{\perp}^2 + t_{\perp}^2 + t_{//}^2)}$	71,2034
$\beta_1 \cdot f_{yk}$	192,5000

S/R	OK
0,37	

$ n_{\perp} + t_{\perp} $	71,2034
$\beta_2 \cdot f_{yk}$	233,7500

S/R	OK
0,30	

$$F_{w,Ed}/F_{w,Rd} \leq 1 \text{ con } F_{w,Rd} = a \cdot f_{tk} / (\sqrt{3} \cdot \beta \cdot \gamma_{M2})$$

β_w	0,85
$f_{vw,d}$ (N/mm ²)	233,657
$F_{T//}$ (N/mm)	0,033
F_{T_L} (N/mm)	0,000

F_{T_TOT} (N/mm)	0,033
$F_{_L_N}$ (N/mm)	502,124
$F_{_L_M}$ (N/mm)	1,361
$F_{_L_TOT}$ (N/mm)	503,484

$F_{w,Ed}$ (N/mm)	503,484
$F_{w,Rd}$ (N/mm)	1652,205

S/R	OK
0,305	

Verifica saldature sull'anima dell'HEA 120:

$$\sqrt{(n_{_L}^2 + t_{_L}^2 + t_{//}^2)} \leq \beta_1 \cdot f_{yk}$$

$$|n_{_L}| + |t_{_L}| \leq \beta_2 \cdot f_{yk}$$

β_1	0,7
β_2	0,85
$t_{//}$ (N/mm ²)	5,2149
$t_{_L}$ (N/mm ²)	0,0000

$n_{_L_N}$ (N/mm ²)	0,0000
$n_{_L_M}$ (N/mm ²)	0,0000
$n_{_L}$ (N/mm ²)	0,0000

$\sqrt{(n_{_L}^2 + t_{_L}^2 + t_{//}^2)}$	5,2149
$\beta_1 \cdot f_{yk}$	192,5000

S/R	OK
0,03	

$ n_{_L} + t_{_L} $	0,0000
$\beta_2 \cdot f_{yk}$	233,7500

S/R	OK
0,00	

$$F_{w,Ed}/F_{w,Rd} \leq 1 \text{ con } F_{w,Rd} = a \cdot f_{tk} / (\sqrt{3} \cdot \beta \cdot \gamma_{M2})$$

β_w	0,85
$f_{vw,d}$ (N/mm ²)	233,657
$F_{T//}$ (N/mm)	18,438
F_{T_L} (N/mm)	0,000

F_{T_TOT} (N/mm)	18,438
$F_{_L_N}$ (N/mm)	0,000
$F_{_L_M}$ (N/mm)	0,000
$F_{_L_TOT}$ (N/mm)	0,000

$F_{w,Ed}$ (N/mm)	18,438
$F_{w,Rd}$ (N/mm)	826,102

S/R	OK
0,022	

Verifica bullonatura 10 M14 (1 area taglio a bullone):

$$F_{v,Ed} = \frac{\sqrt{F_x^2 + F_y^2}}{n_{bull.} \cdot n_{aV.}} \approx 30 daN; \quad F_{t,Ed} = 889 daN$$

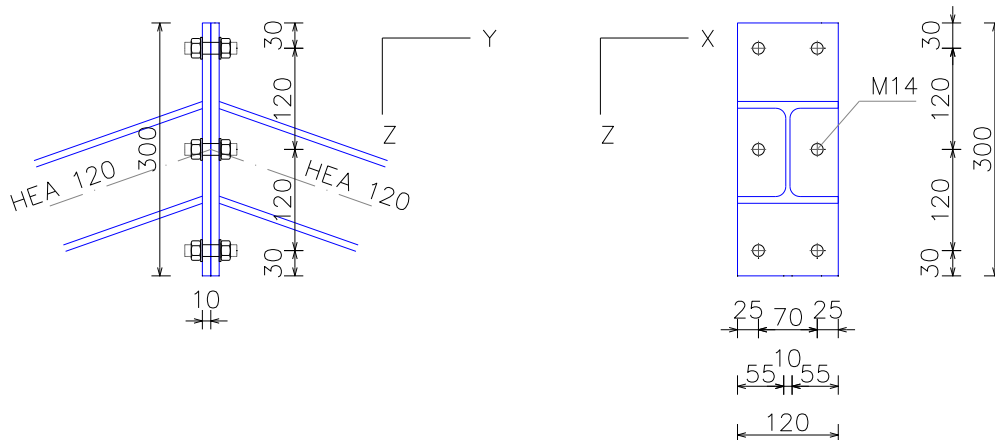
$$F_{v,Rd} = 0,6 f_{tb} A_{res} / \gamma_{M2} = 4416 daN; \quad F_{t,Rd} = 0,9 f_{tb} A_{res} / \gamma_{M2} = 6624 daN$$

$$\left(\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} \right) + \left(\frac{F_{t,Ed}}{1,4 F_{t,Rd}} \right) \approx 0,10 < 1; \quad \left(\frac{F_{t,Ed}}{F_{t,Rd}} \right) \approx 0,13 < 1 \rightarrow \text{VERIFICATO}$$

$$F_{b,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot \Phi \cdot t_{min} = 2,5 \cdot 0,57 \cdot \Phi \cdot t_{min} \cdot f_{tk} / \gamma_{M2} \approx 6689 daN > F_{v,Ed} \rightarrow \text{VERIFICATO}$$

3) Giunto di colmo:

Come ipotesi di calcolo si è preso in considerazione un giunto di tipo cerniera composto da una doppia piastra saldata alla testa dei due correnti HEA 120 successivamente imbullonata.



Caratteristiche HEA 120:

$$A = 25,3 \text{ cm}^2$$

$$W_x = 106,3 \text{ cm}^3$$

$$W_y = 38,5 \text{ cm}^3$$

$$J_x = 606 \text{ cm}^4$$

$$J_y = 231 \text{ cm}^4$$

Caratteristiche connessione:

s = 10 mm (spessore piastre)

D = 14 mm (diametro bullone)

Bulloni di classe 8.8

Saldature b = 5 mm

Sollecitazioni (E_d):

$$F_z = 77 \text{ daN}$$

(da combinazioni SLV)

Verifica saldatura:

$$\sqrt{(n_{\perp}^2 + t_{\perp}^2 + t_{//}^2)} \leq \beta_1 \cdot f_{yk}$$

$$|n_{\perp}| + |t_{\perp}| \leq \beta_2 \cdot f_{yk}$$

β_1	0,7
β_2	0,85
$t_{//} \text{ (N/mm}^2\text{)}$	1,3612
$t_{\perp} \text{ (N/mm}^2\text{)}$	0,0000

$n_{\perp N} \text{ (N/mm}^2\text{)}$	0,0000
$n_{\perp M} \text{ (N/mm}^2\text{)}$	0,0000
$n_{\perp} \text{ (N/mm}^2\text{)}$	0,0000

$\sqrt{(n_{\perp}^2 + t_{\perp}^2 + t_{//}^2)}$	1,3612
$\beta_1 \cdot f_{yk}$	192,5000

S/R	OK
0,01	

$ n_{\perp} + t_{\perp} $	0,0000
$\beta_2 \cdot f_{yk}$	233,7500

S/R	OK
0,00	

$F_{w,Ed}/F_{w,Rd} \leq 1$ con $F_{w,Rd} = a \cdot f_{tk} / (\sqrt{3} \cdot \beta \cdot \gamma_{M2})$			
β_w	0,85	$F_{T\ TOT} \text{ (N/mm)}$	4,813
$f_{vw,d} \text{ (N/mm}^2\text{)}$	233,657	$F_{_N} \text{ (N/mm)}$	0,000
$F_{T//} \text{ (N/mm)}$	4,813	$F_{_M} \text{ (N/mm)}$	0,000
$F_{T_} \text{ (N/mm)}$	0,000	$F_{_TOT} \text{ (N/mm)}$	0,000
$F_{w,Ed} \text{ (N/mm)}$	4,813	S/R	OK
$F_{w,Rd} \text{ (N/mm)}$	826,102	0,006	

Verifica bullonatura 6 M14 (1 aree a taglio a bullone):

$$F_{v,Ed} = \frac{F_z}{n_{bull.}^{\circ} \cdot n_{aV.}^{\circ}} \approx 13 daN; \quad F_{t,Ed} = 0 daN$$

$$F_{v,Rd} = 0,6 f_{tb} A_{res} / \gamma_{M2} = 4416 daN; \quad F_{t,Rd} = 0,9 f_{tb} A_{res} / \gamma_{M2} = 6624 daN$$

$$\left(\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} \right) + \left(\frac{F_{t,Ed}}{1,4 F_{t,Rd}} \right) \approx 0,003 < 1; \quad \left(\frac{F_{t,Ed}}{F_{t,Rd}} \right) \approx 0,00 < 1 \rightarrow \text{VERIFICATO}$$

$$F_{b,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot \Phi \cdot t_{min} = 2,5 \cdot 0,67 \cdot \Phi \cdot t_{min} \cdot f_{tk} / \gamma_{M2} \approx 8027 daN > F_{v,Ed} \rightarrow \text{VERIFICATO}$$

4) Giunti di appoggio arcarecci omega:

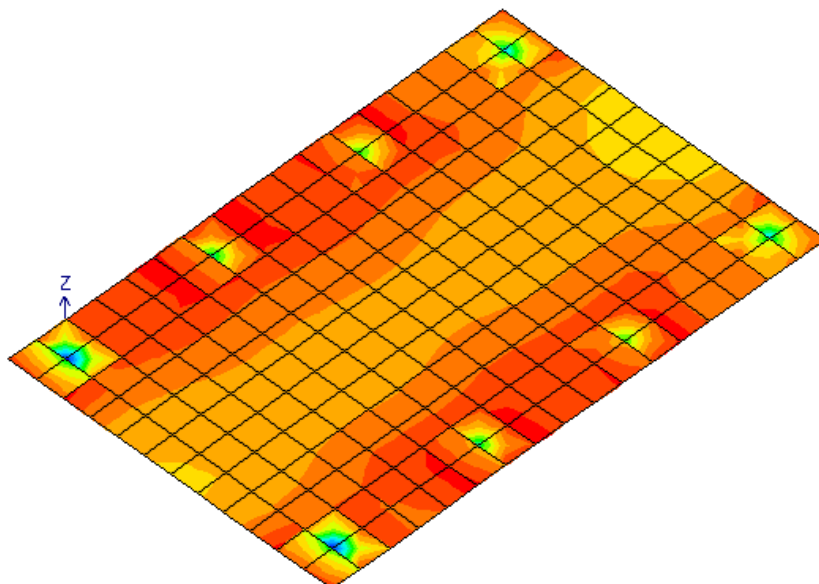
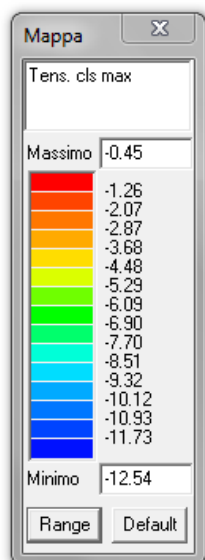
Gli appoggi dei profilati omega sulle travi HEA 120 sono realizzati mediante spezzone di lunghezza 200 mm di tubolare rettangolare 40x80x3 mm saldati all'ala superiore delle travi principali. Lo spezzone funge da guida e da fermo per il profilo omega, non risulta sollecitato da azioni rilevanti che inducano sforzi nelle saldature ed è pertanto implicitamente verificato.

2.4.3 Verifica SLU e SLV della fondazione

La fondazione sarà armata con doppia rete $\Phi 10$ maglia 20×20 cm sia all'intradosso che all'estradosso.

In conformità a quanto prescritto dal §7.2.5 delle NTC 2018, le fondazioni superficiali devono essere progettate per rimanere in campo elastico. In base a quanto esposto si ottengono le seguenti mappe di colore relative alle tensioni sul calcestruzzo e sulle barre di armatura:

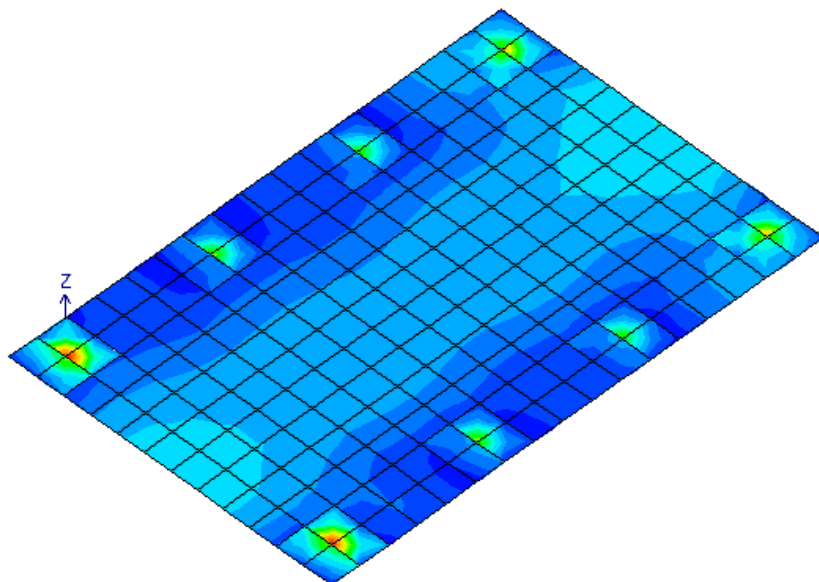
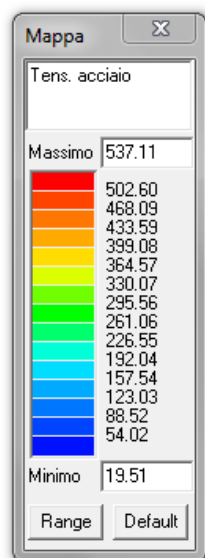
massima tensione nel calcestruzzo



$$\sigma_{cls,max} = 12,5 \text{ daN/cm}^2 < 97,5 \text{ daN/cm}^2$$

VERIFICATO

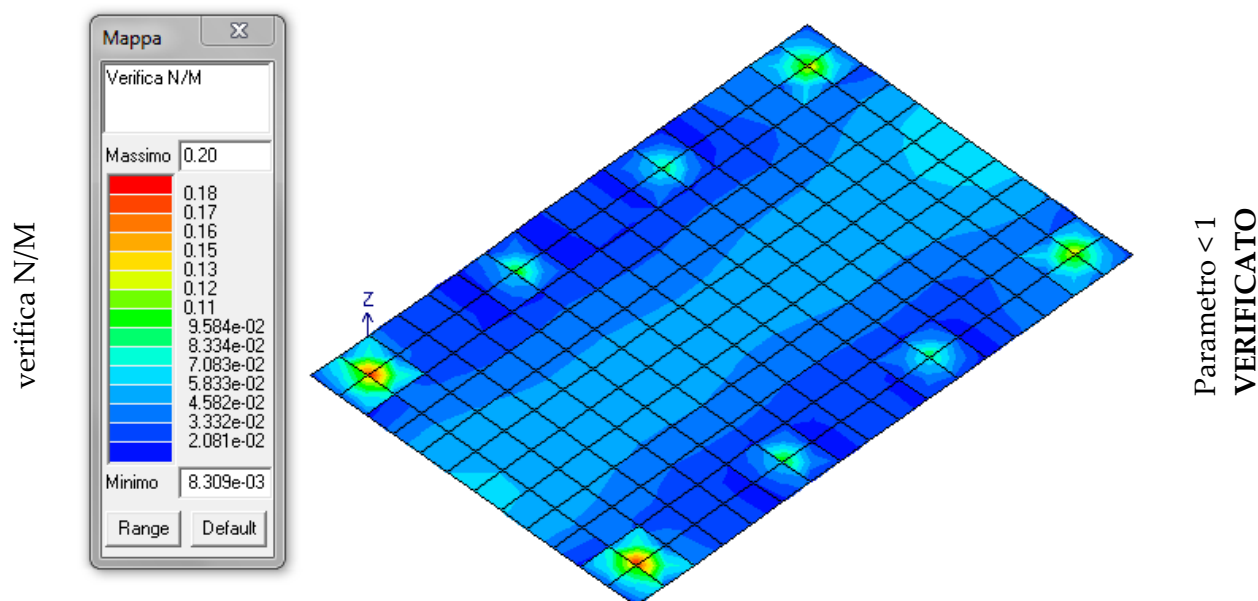
Massima tensione nell'acciaio d'armatura



$$\sigma_{s,max} = 537 \text{ daN/cm}^2 < 2600 \text{ daN/cm}^2$$

VERIFICATO

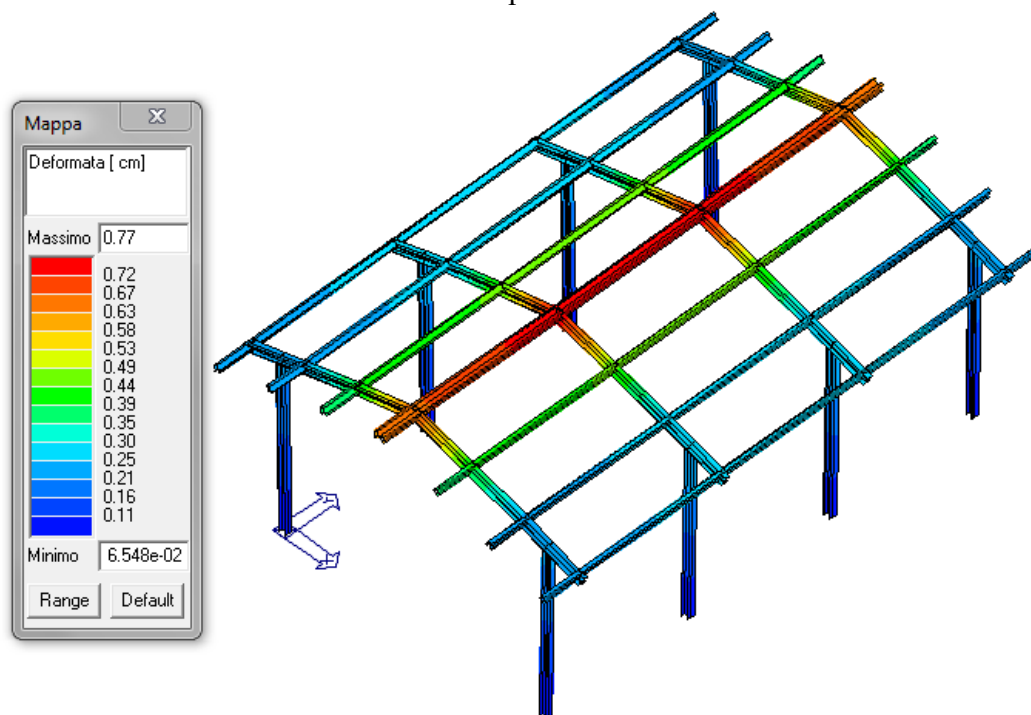
Mentre la verifica agli SLU riporta:



2.5. Verifiche agli stati limite di esercizio

2.5.1 Verifiche SLE degli elementi in acciaio

Si riporta di seguito la mappa di colore degli spostamenti massimi verticali delle travi principali e degli arcarecci ottenuti in combinazione SLE-frequente:



verifica

stato

Verifica di deformabilità membratura (§4.2.4.2.1 - §4.2.4.2.2 NTC 2018):

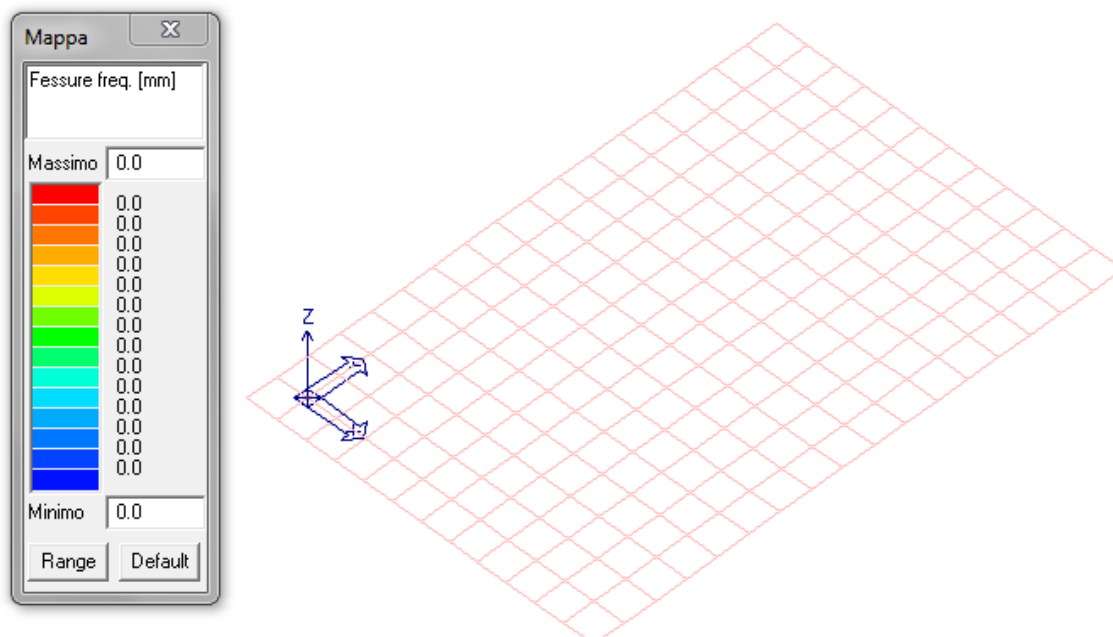
$$\delta_{\max} \approx 0,77 \text{ cm} \approx \frac{L}{332} < \frac{L}{200} = \frac{256}{200} \approx 1,28 \text{ cm}$$

VERIFICATO

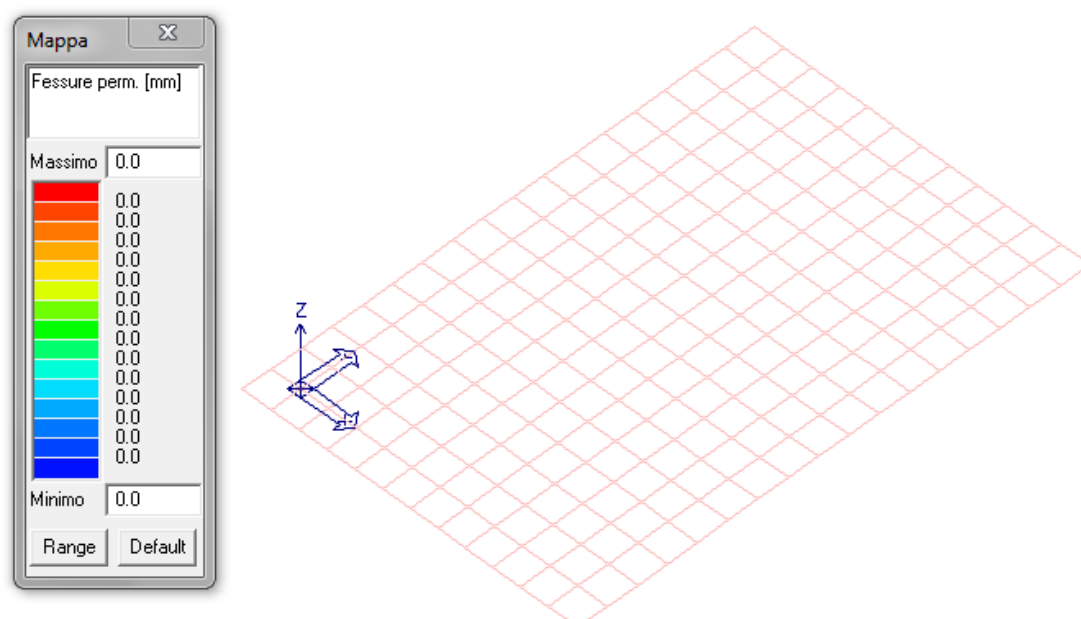
2.5.2 Verifiche SLE della platea di fondazione

La platea in soletta piena in c.a. spessa 25 cm deve essere verificata agli SLE in quanto nuovo elemento strutturale.

Di seguito la verifica di fessurazione e delle tensioni:

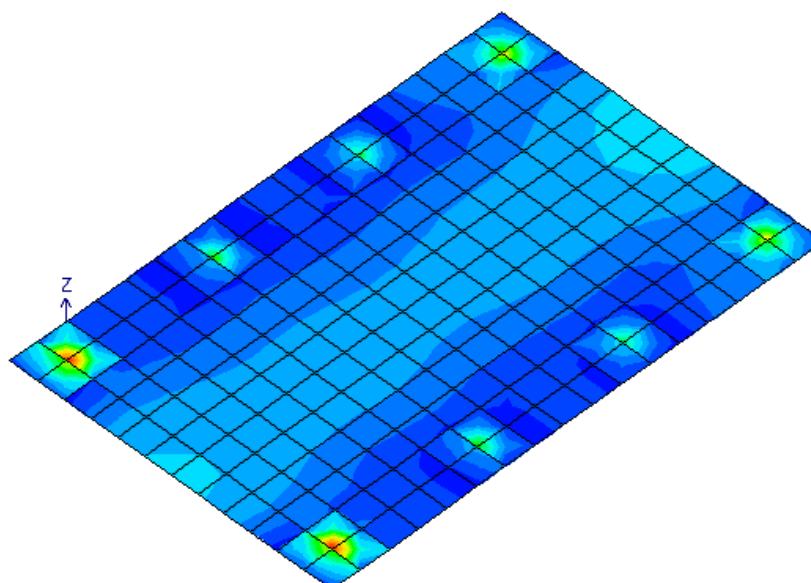
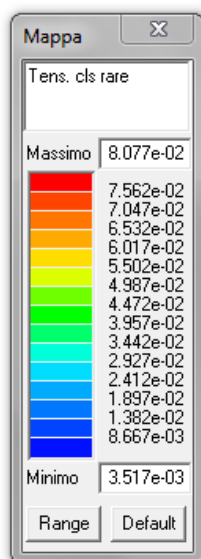


verifica fessurazione SLE-freq: $w = 0,0 \text{ mm} < 0,20 \text{ mm}$ **VERIFICATO**



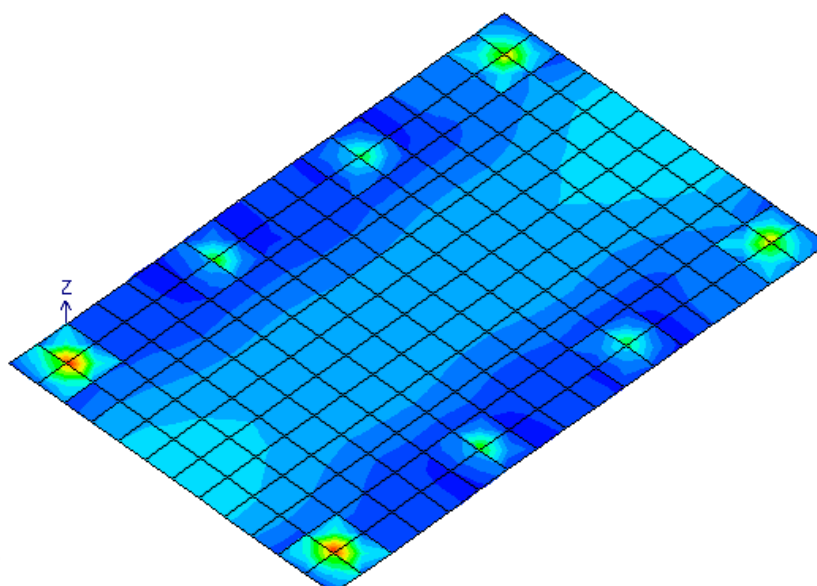
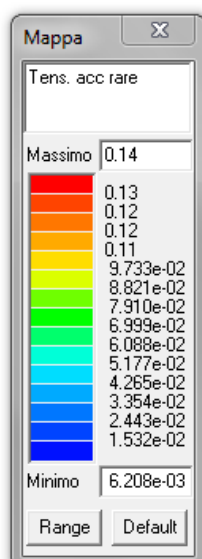
verifica fessurazione SLE-q.p.: $w = 0,0 \text{ mm} < 0,30 \text{ mm}$ **VERIFICATO**

Tensioni cls-rare



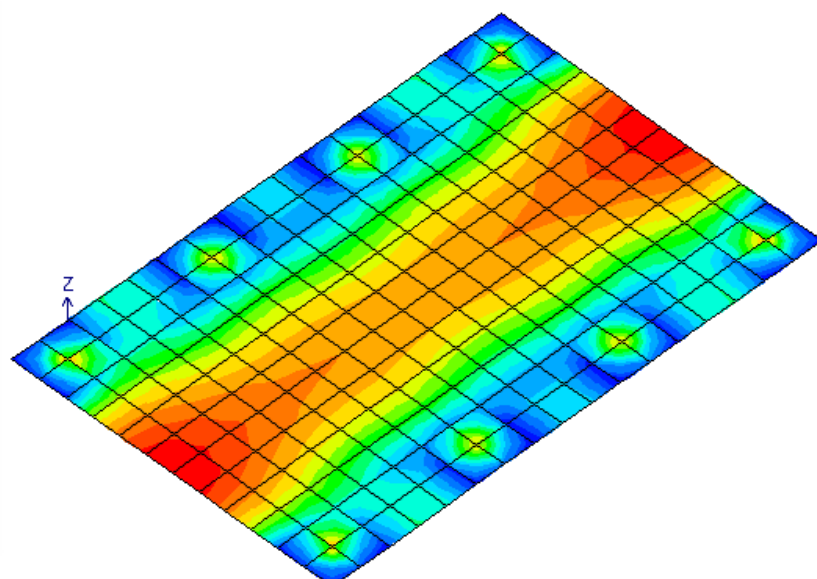
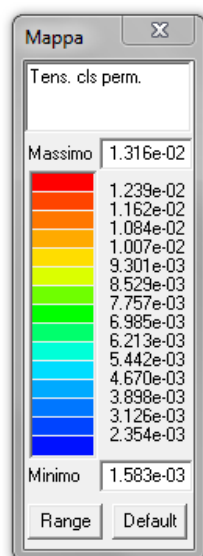
Valori < 1 => **VERIFICATO**

tensioni acciaio-rare



Valori < 1 => **VERIFICATO**

Tensioni cls-q.p.

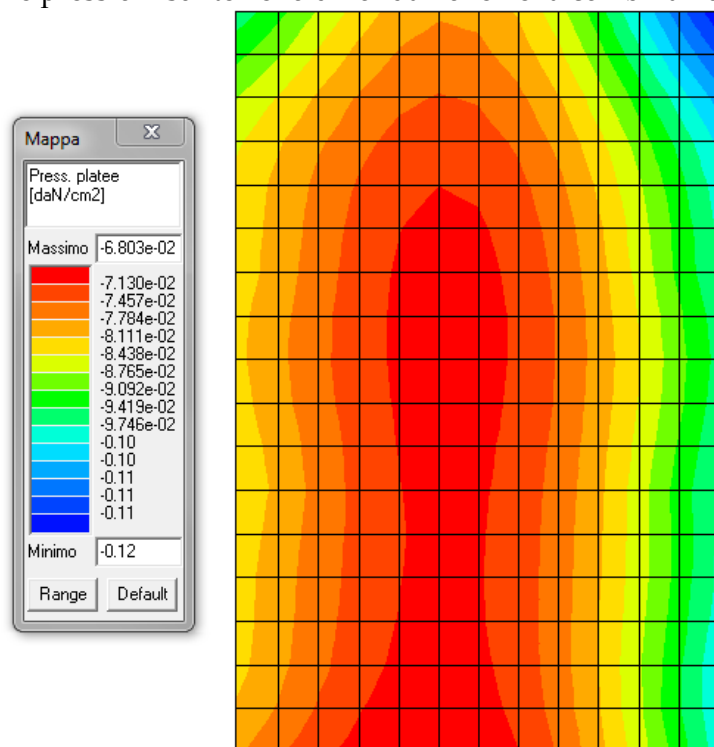


Valori < 1 => **VERIFICATO**

3. RELAZIONE SULLE FONDAZIONI

3.1. Verifica di capacità portante

A seguire si riportano le pressioni sul terreno di fondazione nella combinazione di carico SLU-geo:



Come evidenzia la mappa di colore la pressione sul terreno di fondazione raggiunge un massimo puntuale di -0,12 daN/cm².

Per determinare la capacità portante si fa riferimento ai dati forniti dalla relazione geologica-geotecnica redatta in occasione della ricostruzione dell'adiacente sostegno idraulico per conto della ditta Costruzioni Generali Xodo che identifica terreni al di fondazione di tipo fine (argillosi). Procedendo a favore di sicurezza si considera terreno argilloso per il quale si riporta una resistenza al taglio non drenata c_u pari a circa 35 kPa.

In base a quanto determinato dalle prove geognostiche è possibile determinare la capacità portante dei terreni di fondazione secondo la seguente posizione:

$$q_{lim} = (\pi + 2) \cdot c_u \cdot b_c \cdot s_c \cdot i_c + q$$

Per il significato e la formulazione delle grandezze impiegate si rimanda all'Eurocodice 7.

Il valore delle azioni verticali agenti non fattorizzate sono:

G1	N = -6,95 kPa (peso proprio strutturale).
G2	N = -0,47 kPa.
Qk	N = -3,19 kPa.

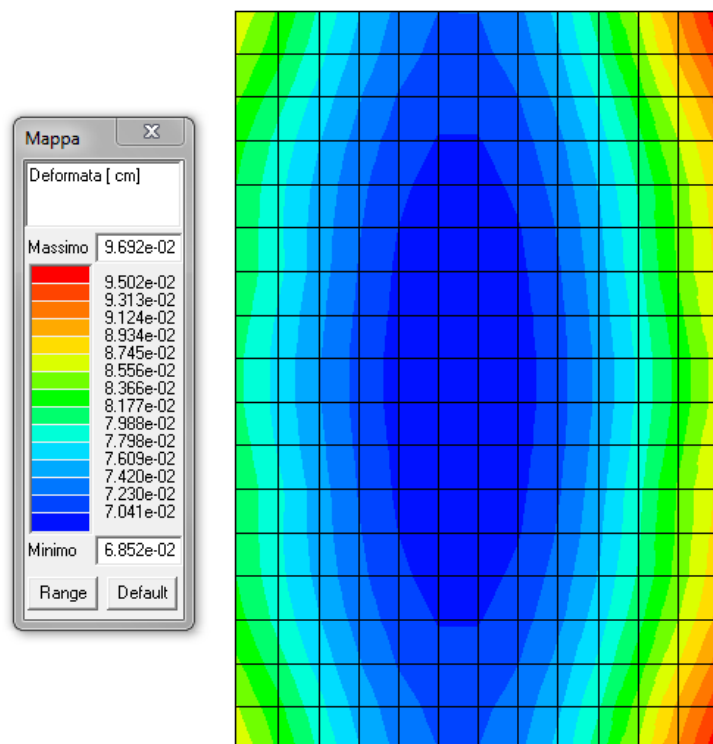
Tenendo conto che si è determinato un peso di volume pari a circa 18 kN/m³ attraverso l'utilizzo dell'espressione sopra riportata e delle azioni agenti si ottengono i seguenti risultati:

	q_{Rd} (daN/cm²)	q_{Sd} (daN/cm²)	stato
Approccio 1 - Combinazione 1	1,85	0,15 (combo)	VERIFICATO
Approccio 1 - Combinazione 2	0,74	0,12 (max mappa = 0,12)	VERIFICATO
Approccio 2	0,81	0,15 (combo)	VERIFICATO

Le verifiche sono pertanto tutte soddisfatte in quanto i valori delle resistenze q_{Rd} (capacità portante specifica) risultano superiori ai rispettivi valori delle pressioni di progetto => => **VERIFICATO**.

3.2. Verifica dei cedimenti

Dalle risultanze in combinazione SLE-rara si ottengono i seguenti cedimenti sul terreno di fondazione:



Il cedimento massimo è di circa 0,10 cm in corrispondenza di un angolo del fabbricato. Il cedimento minimo, trascurabile, è presente invece nella centrale. Ipotizzando (a favore di sicurezza) un cedimento differenziale pari al cedimento massimo si ottiene una distorsione angolare del tutto trascurabile (distanza tra i punti con i cedimenti massimo e minimo ~ 540 cm).

I cedimenti, assoluto e relativo, risultano compatibili con il tipo di opera:

verifica

stato

Verifica di cedimenti (§6.4.2.2 NTC 2018):

$$DZ_{\max,t} = 0,10\text{cm}$$

$$\Delta\varphi = \frac{0,10}{540} \approx 0,000185$$

VERIFICATO

3.3. Interazione con edifici limitrofi

Non sono presenti altri fabbricati limitrofi che possano interagire con il garage in esame.




4. ALLEGATI

4.1. Pannelli sandwich

A seguire la scheda tecnica del pannello sandwich tipo:

RAME	CONDIZIONI DI CARICO					Carichi utili di esercizio uniformemente distribuiti in KG/m ² - KN/m ²									
	S spessore mm	U		W	peso Kg/m ²	U.M.	Distanza tra gli appoggi in m ℓ								
		Kcal m ² ·h·°C	m ² ·°C				2,00	2,50	3,00	3,50	4,00	2,00	2,50	3,00	
	30	0,602	0,700		11,33	Kg/m ² KN/m ²	215 2,11	114 1,12	75 0,74	42 0,41	-	255 2,50	172 1,69	115 1,13	
	40	0,461	0,536		11,73	Kg/m ² KN/m ²	255 2,50	165 1,62	112 1,09	78 0,76	56 0,54	307 3,01	214 2,09	154 1,51	
	50	0,372	0,433		12,13	Kg/m ² KN/m ²	291 2,85	190 1,86	129 1,26	91 0,89	66 0,64	347 3,40	243 2,38	175 1,71	
	60	0,313	0,364		12,53	Kg/m ² KN/m ²	330 3,23	217 2,12	148 1,45	105 1,03	76 0,74	389 3,81	274 2,68	199 1,95	
	80	0,237	0,276		13,33	Kg/m ² KN/m ²	415 4,07	277 2,71	193 1,89	138 1,35	101 0,99	479 4,69	342 3,35	252 2,47	
	100	0,191	0,222		14,13	Kg/m ² KN/m ²	-	-	-	-	-	-	-	-	

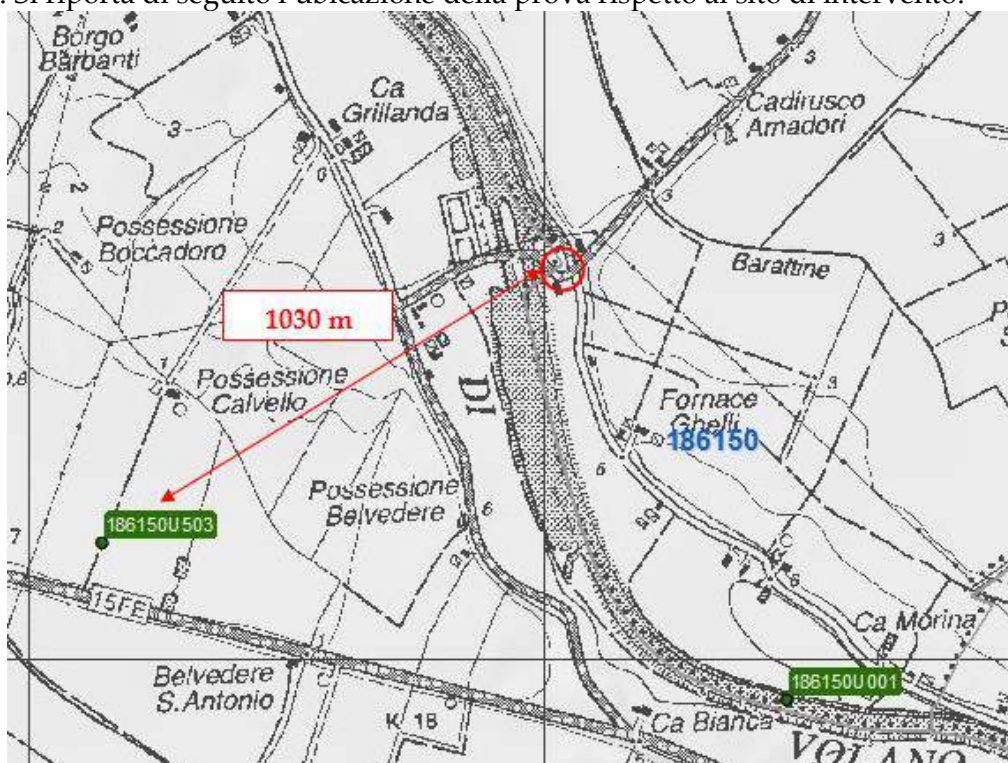
CONDIZIONI DI CARICO CON SUPPORTO IN RAME

I valori dei carichi riportati nelle tabelle sono indicativi; si riferiscono ad una freccia $f \leq 1/200$ della luce ℓ (m) per pannelli con spessore del supporto in **RAME** 0,5 mm (lato ) e del supporto in **ACCIAIO** 0,5 mm (lato ). Per il dimensionamento e la verifica riferirsi all'allegato E della norma UNI EN 14509 e ai valori dichiarati nella certificazione C.E. La lettera  indica il lato eventualmente preverniciato.

4.2. Prove geologiche da banca dati regionale

La valutazione della categoria di sottosuolo è stata fatta in base all'interpretazione di alcune prove CPTU reperite dagli archivi della Regione Emilia Romagna dal sito http://www.regione.emilia-romagna.it/wcm/geologia/pagine/sismica_corsi_download.htm.

Nello specifico si è reperita 1 prova CPTU spinta fino alla profondità di 35 m dal piano campagna situata nell'intorno del ponte in oggetto. La prova è situata a una distanza di 1030 m dal sito di intervento e ha consentito di determinare il parametro c_{u30} e di conseguenza la categoria di sottosuolo. Si riporta di seguito l'ubicazione della prova rispetto al sito di intervento:



Le NTC 2018 al punto § 3.2.2 stabiliscono che "Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, l'effetto della risposta sismica locale si valuta mediante specifiche analisi, da eseguire con le modalità indicate nel § 7.11.3. In alternativa, qualora le condizioni stratigrafiche e le proprietà dei terreni siano chiaramente riconducibili alle categorie definite nella Tab. 3.2.II, si può fare riferimento a un approccio semplificato che si

basa sulla classificazione del sottosuolo in funzione dei valori della velocità di propagazione delle onde di taglio, V_s . I valori dei parametri meccanici necessari per le analisi di risposta sismica locale o delle velocità V_s per l'approccio semplificato costituiscono parte integrante della caratterizzazione geotecnica dei terreni compresi nel volume significativo, di cui al § 6.2.2.

I valori di V_s sono ottenuti mediante specifiche prove oppure, con giustificata motivazione e limitatamente all'approccio semplificato, sono valutati tramite relazioni empiriche di comprovata affidabilità con i risultati di altre prove in sito, quali ad esempio le prove penetrometriche dinamiche per i terreni a grana grossa e le prove penetrometriche statiche."

Le NTC 2018 stabiliscono le seguenti categorie di sottosuolo:

Tab. 3.2.II – Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato.

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.
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.
C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.
D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.
E	Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.

La classificazione del sottosuolo si effettua in base alle condizioni stratigrafiche ed ai valori della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio, $V_{s,eq}$ (in m/s), definita dall'espressione:

$$V_{s,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_{s,i}}} [m/s]$$

Dove: h_i è lo spessore (in metri) dell' i-esimo strato; $V_{s,i}$ è la velocità delle onde di taglio nell'i-esimo strato; N è il numero di strati compresi; H è la profondità del substrato, definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzata da V_s non inferiore a 800 m/s. Per le fondazioni superficiali, la profondità del substrato è riferita al piano di imposta delle stesse, mentre per le fondazioni su pali è riferita alla testa dei pali. Nel caso di opere di sostegno di terreni naturali, la profondità è riferita alla testa dell'opera. Per muri di sostegno di terrapieni, la profondità è riferita al piano di imposta della fondazione.

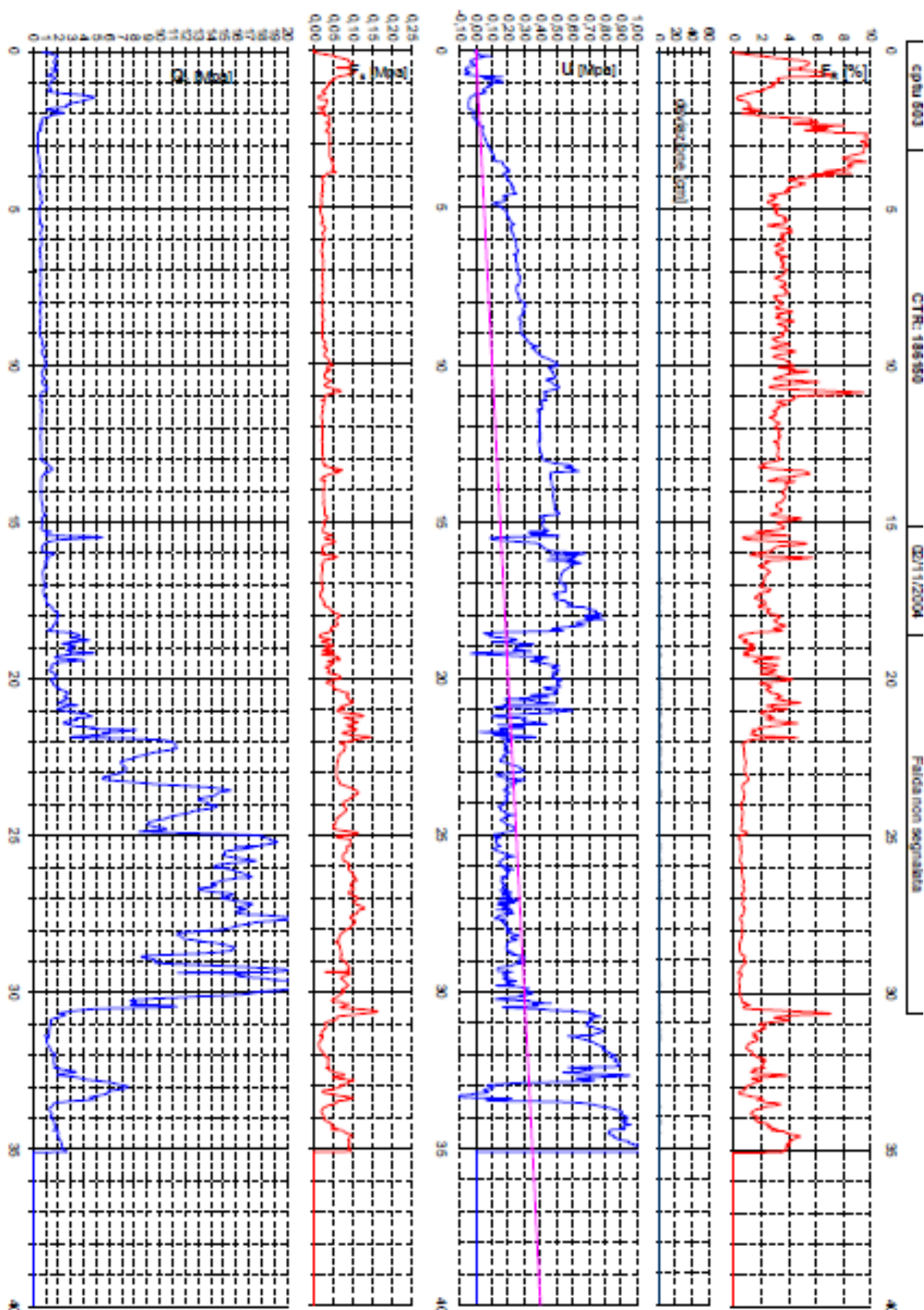
Per depositi con profondità H del substrato superiore a 30 m, la velocità equivalente delle onde di taglio $V_{s,eq}$ è definita dal parametro $V_{s,30}$, ottenuto ponendo $H=30$ m nella precedente espressione e considerando le proprietà degli strati di terreno fino a tale profondità.

Nel caso specifico (si vedano le prove allegate) si ottiene:

CPT n. 503 dist. 1030 m, $V_{s,eq} = 167$ m/sec (suolo D)

Pertanto, alla luce delle risultanze fornite dalla prova disponibile più prossima al manufatto, si conclude che i terreni di fondazione sono ricompresi nella **categoria D**.

CPTu 503:



SOMMARIO

1. RELAZIONE DEI MATERIALI.....	- 1 -
---------------------------------	-------

1. RELAZIONE DEI MATERIALI

Le caratteristiche meccaniche dei materiali di progetto sono:

Strutture esistenti di fondazione (platea):

Calcestruzzo di classe C25/30

Acciaio B450C

Strutture in elevazione (travi, colonne, connessioni):

Acciaio per profili e piastre di collegamento S275

Bulloni/tirafondi di classe 8.8

<u>Calcestruzzo classe C25/30:</u> $f_{ck} = 250 \text{ daN/cm}^2$; $\gamma_c = 1,5$; $\alpha_{cc} = 0,85$; $f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 141,2 \text{ daN/cm}^2$; $f_{ctd} = 0,7 \cdot 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} / \gamma_c = 12 \text{ daN/cm}^2$; classe di esp. XC2 (fondazione).	<u>Acciaio B450C:</u> $\gamma_a = 1,15$; $f_y = 4500 \text{ daN/cm}^2$; $f_t = 5400 \text{ daN/cm}^2$; $f_{yd} = f_y / \gamma_a = 3913 \text{ daN/cm}^2$; copriferro 30 mm (fondazione).
<u>Acciaio S275 - Fe430:</u> $\gamma_a = 1,05$; $f_y = 2750 \text{ daN/cm}^2$; $f_{yd} = f_y / \gamma_a = 2619 \text{ daN/cm}^2$; $E = 2100000 \text{ daN/cm}^2$; $\nu = 0,3$; $\gamma = 7850 \text{ daN/m}^3$.	<u>Bulloni classe 8.8:</u> $f_{yb} = 6400 \text{ daN/cm}^2$; $f_{d,v} = 3960 \text{ daN/cm}^2$; $f_{tb} = 8000 \text{ daN/cm}^2$; $f_{d,N} = 5600 \text{ daN/cm}^2$;