

PROVINCIA DI SAVONA COMUNE DI ALBISSOLA MARINA

REALIZZAZIONE DI
STRUTTURA METALLICA

RELAZIONE DELLE OPERE STRUTTURALI PER
TETTOIA IN CARPENTERIA METALLICA

Il progettista delle opere
di carpenteria metallica

Committente:
Spett.le ERCOLI MARELLI GREEN POWER
GRUPPO BRUNO PREZZI SPA VIA PER
ORANGO 8 BURAGO DI MOLGORA

SOMMARIO

1	RELAZIONE TECNICA GENERALE	3
2	RIFERIMENTI NORMATIVI.....	4
3	METODO DI CALCOLO.....	4
4	MATERIALI	5
5	CARICHI DI PROGETTO	7
5.1	CARICHI DI INPUT	7
5.2	AZIONI DA SISMA	7
5.2.1	<i>SLV.....</i>	<i>9</i>
5.2.2	<i>SLD.....</i>	<i>9</i>
6	COMBINAZIONI DI CARICO	10
7	MODELLO DI ANALISI	12
8	VERIFICA DELLE STRUTTURE.....	15
8.1	TRAVE DI FALDA IPE 300 - S275	15
8.2	COLONNE HEA200 - S275.....	17
8.2.1	<i>CONNESSIONE A TERRA PIASTRA DI BASE 430x430</i>	<i>19</i>
8.3	CONTROVENTO DI FALDA L 50x5 S275	20
8.4	TRAVE SALTAPILASTRO IPE 360 S275.....	21
8.5	EFFETTI DEL SECOND'ORDINE	22
8.6	VALUTAZIONE DEI RISULTATI E GIUDIZIO MOTIVATO SULLA LORO ACCETTABILITÀ	24

1 RELAZIONE TECNICA GENERALE

La struttura presenta dimensioni principali in pianta di circa 10.00 m x 30.6 m, la copertura è piana l'altezza nel punto più alto di m. 5.35 (intersezione tra asse trave e asse colonna), tutte le altezze precedenti definite sono riferite al piano d'ime.

La struttura portante principale sul perimetro è formata da ritti a sezione HEA 200. Le travi di falda sono realizzate con IPE 300, gli arcarecci di copertura sono a sezione omega .

In copertura è presente un sistema di controventamento formato da profili ad L 50X5.

Le colonne HEA 200 sono collegate alla base mediante 4 tirafondi \varnothing 20 alle strutture di fondazione.

Le travi di falda e le travi saltapilastro IPE 360 sono vincolate sulla struttura esistente con cerniere.

Il suolo è assunto di tipo C con condizioni topografiche del sito corrispondenti alla categoria T1 in conformità a quanto indicato dalle N.T.C. 2018.

I calcoli delle azioni interne degli elementi strutturali sono svolti secondo i metodi della scienza delle costruzioni. Le verifiche degli elementi strutturali sono condotte con il metodo detto degli "Stati limite".

Vengono riportate nel seguito le principali rappresentazioni grafiche necessarie per l'opportuna identificazione delle strutture principali, rimandando agli elaborati grafici per una descrizione più esauriente.

Il sito in oggetto viene Sismicamente definito in zona 3 secondo la D.G.R. n. 6-887 del 30/12/2019.

I calcoli delle azioni interne degli elementi strutturali sono svolti secondo i metodi della scienza delle costruzioni. Le verifiche degli elementi strutturali sono condotte con il metodo detto degli "Stati limite".

2 RIFERIMENTI NORMATIVI

Il dimensionamento delle strutture relazionate nel presente documento è stato effettuato in conformità alla vigente Normativa, applicando i metodi di verifica agli stati limite, ultimi per le verifiche di resistenza e di esercizio per le verifiche degli spostamenti, ed in particolare il calcolo strutturale e le prescrizioni progettuali sono conformi alle:

- L. 5.11.1971, n° 1086 - "Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica".
- NTC 2018 - "Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni" - D.M. 17 Gennaio 2018.
- Circ. N° 617 del 02.02.2009 – Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni" – di cui al D.M. 14 Gennaio 2008.
- Circ. N° 7 del 21.01.2019 – Istruzioni per l'applicazione dell' "Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni" – di cui al D.M. 17 Gennaio 2018.
- Istruzioni CNR 10011/97 - "Costruzioni in acciaio – Istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione".
- Istruzioni CNR - DT 207 R1/2018 - "Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni".
- UNI EN 1993-1-1/2005 - EUROCODICE 3 - "Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici".
- UNI ENV 1993-1-1/1992 - EUROCODICE 3 - "Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici".

3 METODO DI CALCOLO

Le strutture in oggetto sono analizzate mediante il metodo probabilistico agli **stati limite**, nell'osservanza delle più recenti normative tecniche di settore (DM 17/01/2018 ed Eurocodici strutturali), andando a verificare i singoli elementi e la struttura nel globale nei confronti degli stati limite ultimi e di esercizio. La struttura viene verificata nei confronti dell'azione sismica secondo quanto previsto dalla nuova normativa nazionale, prendendo in considerazione diversi stati limite associati a terremoti di differente intensità e periodo di ritorno. Si riportano di seguito i parametri principali definiti alla base della progettazione strutturale, definiti in accordo al DM 17/01/2018:

- | | |
|--|-----------|
| - Classe d'uso: | II |
| - Vita Nominale: | 50 anni |
| - Coefficiente d'uso: | $C_u = 1$ |
| - Periodo di riferimento per l'azione sismica: | 50 anni |

4 MATERIALI

Il progetto strutturale prevede l'uso di materiali che dispongono delle caratteristiche meccaniche minime riportate nei paragrafi seguenti, e definiti tali in funzione delle prescrizioni riportate nel cap. 11 della NTC 2018

CARPENTERIA METALLICA

- Acciaio da Carpenteria per Profilati laminati a caldo

- o Acciaio S275JR, conforme alle prescrizioni norme UNI EN 10025:

Tensione caratteristica di rottura $f_{tk} = 430$ MPa per spessori fino a 40mm

Tensione caratteristica di snervamento $f_{yk} = 275$ MPa per spessori fino a 40mm

Modulo elastico $E = 210000$ Mpa

Resilienza minima a 20° C $K_v = 23$ J

- Acciaio S355JR per piastre, conforme alle prescrizioni norme UNI EN 10025:

Tensione caratteristica di rottura $f_{tk} = 510$ MPa per spessori fino a 40mm

Tensione caratteristica di snervamento $f_{yk} = 355$ MPa per spessori fino a 40mm

Modulo elastico $E = 210000$ Mpa

Resilienza minima a 20° C $K_v = 27$ J

- Bulloni

Bulloni ad alta resistenza con viti di classe 8.8, conforme alle prescrizioni delle norme UNI EN ISO 898-1:2001; Dadi e rosette associati secondo prescrizioni delle CNR-UNI 10011/88, UNI EN 20898-2:1994, UNI EN 10083-2:2006.

Resistenza a trazione di snervamento caratteristica $f_{yk} = 640$ N/mm²

Resistenza a trazione di rottura caratteristica $f_{uk} = 800$ N/mm²

- Saldature

La resistenza di progetto per giunti a cordoni d'angolo è calcolata secondo le prescrizioni dell'NTC 2018.

- Cemento

Classe di resistenza C25/30 (Rck 300 [daN/cm²])

Massimo rapporto a/c 0.5

Minimo contenuto in cemento 300 [kg/cm³]

Classe di consistenza S4

Diametro aggregato massimo 32 [mm]

- Armatura per cemento armato
Acciaio per calcestruzzo armato B 450C

5 CARICHI DI PROGETTO

L'azione dei carichi applicati sulla struttura principale portante sono definiti in conformità a quanto previsto dal D.M. 17.01.2018 – N.T.C. 2018 secondo quanto definito nel seguito.

5.1 CARICHI DI INPUT

- 1) Peso proprio della **struttura** definito secondo il peso specifico per unità di volume in misura di **78.50 kN/mc**
- 2) Permanenti portati e sovraccarichi relativi alla struttura:
 - a. Carico **permanente** dato dalla **copertura** realizzata con pannelli fotovoltaici pari a **0,15 kN/mq**
- 3) Carico accidentale **Neve**:
 - a. Zona di carico neve: Zona II il cui valore caratteristico al suolo è pari a 1,00 kN/mq
 - b. Coefficiente di Esposizione per classe topografica normale $C_E = 1.0$
 - c. Coefficiente Termico $C_T = 1.0$
 - d. Coefficiente di forma per copertura simmetrica con angolo di inclinazione inferiore a 30° pari a 0.80.

A cui corrisponde il carico distribuito dovuto alla neve su impronta verticale pari a **0,80kN/mq**.

- 4) Carico accidentale **Vento**:
 - a. Liguria – Zona 7 caratterizzato
 - b. Pressione cinetica di riferimento $q_b = 0.5 * 1.25 * v_b^2$
 - c. Classe di rugosità D
 - d. Dimensioni in pianta: 10.00 m x 31.00 m. Altezza: m. 5.7
 - e. Coefficiente di esposizione a 5.7m pari a 2.45 per l'altezza della costruzione.
 - f. Coefficiente dinamico $c_d = 1$
 - g. **Coefficiente di forza** nella condizione più sfavorevole:
copertura -1.40/+0.20,
 - h. La **pressione** del vento **p a meno del coefficiente di pressione è pari a 1.2 kN/mq** alla quota di circa m. 5.7.

5.2 AZIONI DA SISMA

Carico Sismico secondo lo Stato Limite di salvaguardia della vita (SLV) caratterizzato dalla probabilità di superamento pari a 10% e Stato Limite di Danno (SLD) caratterizzato da una probabilità di superamento nell'arco della Vita Nominale dell'edificio pari a 63%.

Viene definita una vita nominale dell'opera ordinaria pari a 50 anni, e Classe d'uso dell'edificio II caratterizzato da un coefficiente di uso CU pari a 1

PARAMETRI SISMICI

	TR	ag/g	FO	TC*	CC	Ss	Pga (ag*S) (m/s^2)
SLO	30	0.0187	2.5720	0.16	1.92	1.50	0.275
SLD	50	0.0242	2.5460	0.19	1.82	1.50	0.356
SLV	475	0.0537	2.6220	0.30	1.56	1.50	0.790
SLE	475	0.0537	2.6220	0.30	1.56	1.50	0.790
SLC	975	0.0662	2.7140	0.33	1.52	1.50	0.974

La sollecitazione sismica sulla base dell'ordinata dello spettro di risposta di progetto $S_d(T_1)$ è derivante dalla massa Sismica ad esso associato.

I parametri per la determinazione dell'azione sismica sono i seguenti:

SLD	50	0.0242	2.5460	0.19	1.82	1.50	0.356
SLV	475	0.0537	2.6220	0.30	1.56	1.50	0.790

La massa sismica è associata dalla somma dei carichi permanenti con quelli accidentali in relazione al proprio Ψ_{2j} di combinazione che risultano essere pari a 0.00 per i carichi variabili.

Il calcolo è effettuato con una **analisi statica equivalente** considerato anche la sostanziale minor sollecitazione dovuta al sisma rispetto alle azioni da vento. Inoltre il periodo principale risulta $< 2,5 T_c$ ed una modellazione dinamica conduce a sollecitazioni sostanzialmente identiche.

Considerando il periodo che massimizza l'azione sismica a vantaggio di sicurezza:

$$T_x = 0.30 \text{ sec} \quad T_y = 0.03 \text{ sec}$$

La forza di taglio alla base risulta comunque essere indicativamente pari a $F_H = S_d(T_1) W \lambda / g$, e quindi la sollecitazione massima orizzontale nei rispettivi Stati limite risulta indicativamente pari a :

$$\text{S.L.V. } F_H = (a_g S F_0 / q) * W/g = 0.045 g * 1.50 * 2.649 / q g/q W / g = 0.211 * W \text{ kN} / q$$

Il coefficiente di struttura **qnd** si assume pari a **1,00** per la tipologia strutturale considerata a **comportamento elastico non dissipativo**, secondo quanto indicato al punto 7.3.1 della norma

si assume cautelativamente **qnd=1,00** (7.3.2)

5.2.1 SLV

Per quanto riguarda lo stato limite di salvaguardia della vita umana, le verifiche di sicurezza vengono condotte in termini di resistenza e di capacità di deformazione:

- a) le verifiche di resistenza vengono effettuate verificando che il valore di progetto di ciascuna sollecitazione, calcolato comprendendo, se necessario, gli effetti del 2° ordine, sia inferiore al corrispondente valore della resistenza di progetto, valutato con le regole valide per strutture ordinarie integrate dalle regole specifiche per le strutture antisismiche;
- b) le verifiche sulla capacità di deformazione degli elementi strutturali a cui è assegnata l'azione sismica sono volte a garantire una duttilità coerente con il fattore di struttura adottato (se necessario), il che si verifica adottando regole di progetto specifiche.

Nel caso in esame, il calcolo sismico allo SLV viene condotto assumendo fattore di struttura non dissipativa $q=1,00$ (comportamento della struttura non dissipativo). Di conseguenza, tutte le strutture antisismiche vengono dimensionate direttamente per le forze di progetto ricavate dall'analisi SLV.

5.2.2 SLD

Con riferimento allo stato limite di danno, sono richieste le seguenti verifiche:

- c) verifica del contenimento del danno negli elementi non strutturali in termini di limitazione degli spostamenti d'interpiano. Nel caso di tamponamenti rigidamente collegati alla struttura, il valore limite ammesso per lo spostamento d'interpiano è pari a:

$$d_{r,SLD} < 0,005 h$$

per il caso in esame la verifica non risulta essere significativa.

6 COMBINAZIONI DI CARICO

Le verifiche di resistenza vengono condotte, per quanto riguarda le condizioni statiche, agli Stati limite ultimo (SLU), mentre in condizioni da sisma si fa riferimento allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV). I singoli carichi caratteristici vengono combinati tra loro secondo quanto previsto dalle norme tecniche, moltiplicandoli per opportuni coefficienti parziali di sicurezza, considerando l'eventualità più gravosa per la sicurezza della struttura.

In particolare, si utilizzano le seguenti formule di combinazione:

Verifiche statiche - SLU:

$$\text{Combinazione di carico: } F_{sd} = \gamma_{G1} * G_1 + \gamma_{G2} * G_2 + \gamma_{Q1} * Q_{k1} + \gamma_{Q2} * \psi_{02} * Q_{k2} + \gamma_{Q3} * \psi_{03} * Q_{k3} + \dots$$

dove i coefficienti di combinazione sono assunti pari a:

$$\text{carichi permanenti: } \gamma_{G1} = 1,3 \text{ (1,0 se il carico produce effetti benefici)}$$

$$\text{carichi permanenti non strutturali: } \gamma_{G2} = 1,5^* \text{ (0 se il carico produce effetti benefici)}$$

$$\text{carichi accidentali: } \gamma_Q = 1,5 \text{ (0 se il carico produce effetti benefici)}$$

Verifiche di deformazione - SLE:

$$\text{Combinazione di carico rara: } F_{sd} = G_1 + G_2 + Q_{k1} + \psi_{02} * Q_{k2} + \psi_{03} * Q_{k3} + \dots$$

dove i coefficienti di combinazione sono assunti pari a:

$$\text{carichi permanenti: } \gamma_G = 1,0$$

$$\text{carichi accidentali: } \gamma_Q = \psi_{0,i} ; \psi_{1,i} ; \psi_{2,i} \text{ rispettivamente per le combinazioni di carico rara, frequente e quasi permanente, con i valori dei coefficienti assunti per i diversi carichi accidentali in accordo con quanto previsto dal DM17/01/18}$$

Verifiche sismiche – SLV/SLD:

Le verifiche sismiche vengono condotte considerando la corrispettiva combinazione di carico prevista dal DM 17/01/18:

$$F_{sd} = E + G_1 + G_2 + \psi_{21} * Q_{k1} + \psi_{22} * Q_{k2} + \dots$$

dove:

E = effetti dovuti all'azione sismica

G₁ = pesi propri degli elementi strutturali

G₂ = pesi propri di tutti gli elementi non strutturali

$\psi_{2i} * Q_{ki}$ = valore quasi permanente dei carichi accidentali, assumendo $\psi_{2i} = 0,8$ per i carichi variabili in accordo con quanto previsto dal DM17/01/18.

Gli effetti E dovuti all'azione sismica vengono calcolati attraverso l'**analisi statica lineare**, tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$W = G_1 + G_2 + \psi_{21} * Q_{k1} + \psi_{22} * Q_{k2} + \dots$$

Gli effetti E valutati per le due direzioni principali dell'edificio sono combinati applicando le seguenti espressioni:

$$1,00 * E_x + 0,30 * E_y \quad ; \quad 1,00 * E_y + 0,30 * E_x$$

In conformità a quanto prescritto al cap. 2.5.3 del D.M. 17.01.2018 le combinazioni fondamentali utilizzate per le analisi strutturali riportate nel seguito sono:

S.L.U. $\gamma_{G1} G_1 + \gamma_{G2} G_2 + \gamma_{Q1} Q_{k1} + \gamma_{Q2} \Psi_{02} Q_{k2} + \gamma_{Q3} \Psi_{02} Q_{k3}$

S.L.E. (rara) $G_1 + G_2 + Q_{k1} + \Psi_{02} Q_{k2} + \Psi_{03} Q_{k3}$

S.L.V. $E + G_1 + G_2 + \Psi_{21} Q_{k1} + \Psi_{22} Q_{k2} + \Psi_{23} Q_{k3}$

In cui ai carichi variabili è associato un coeff. di combinazione pari a 0,30, mentre a quelli per vento e neve un valore nullo.

7 MODELLO DI ANALISI

Il comportamento delle strutture sotto le azioni statiche e dinamiche, è stato adeguatamente valutato ed interpretato con l'ausilio di un modello tridimensionale agli elementi finiti, realizzati con l'impiego del software di calcolo strutturale MasterSap (www.amv.it).

La struttura prevede l'impiego combinato di diverse tipologie di elementi portanti, che corrispondono nel codice numerico di calcolo ad altrettante tipologie di elementi finiti. Travi e pilastri, ovvero componenti in cui una dimensione prevale sulle altre due, vengono modellati con elementi "beam", il cui comportamento può essere opportunamente perfezionato attraverso alcune opzioni quali quelle in grado di definire le modalità di connessione all'estremità. I vincoli con il mondo esterno vengono rappresentati, nei casi più semplici (apparecchi d'appoggio, cerniere, carrelli), con elementi in grado di definire le modalità di vincolo e le rigidità nello spazio. Questi elementi, coniugati con i precedenti, consentono di modellare i casi più complessi ma più frequenti di interazione con il terreno, realizzabile tipicamente mediante fondazioni, pali, platee nonché attraverso una combinazione di tali situazioni.

I parametri dei materiali utilizzati per la modellazione riguardano il modulo di Young, il coefficiente di Poisson, ma sono disponibili anche opzioni per ridurre la rigidità flessionale e tagliante dei materiali.

Le azioni sono state schematizzate applicando i carichi previsti dalla norma ed elencati al paragrafo "Carichi di Progetto". In particolare i carichi gravitazionali, derivanti dalle azioni permanenti o variabili, sono applicati in direzione verticale (ovvero - Z nel sistema globale di riferimento del modello).

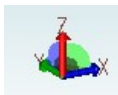
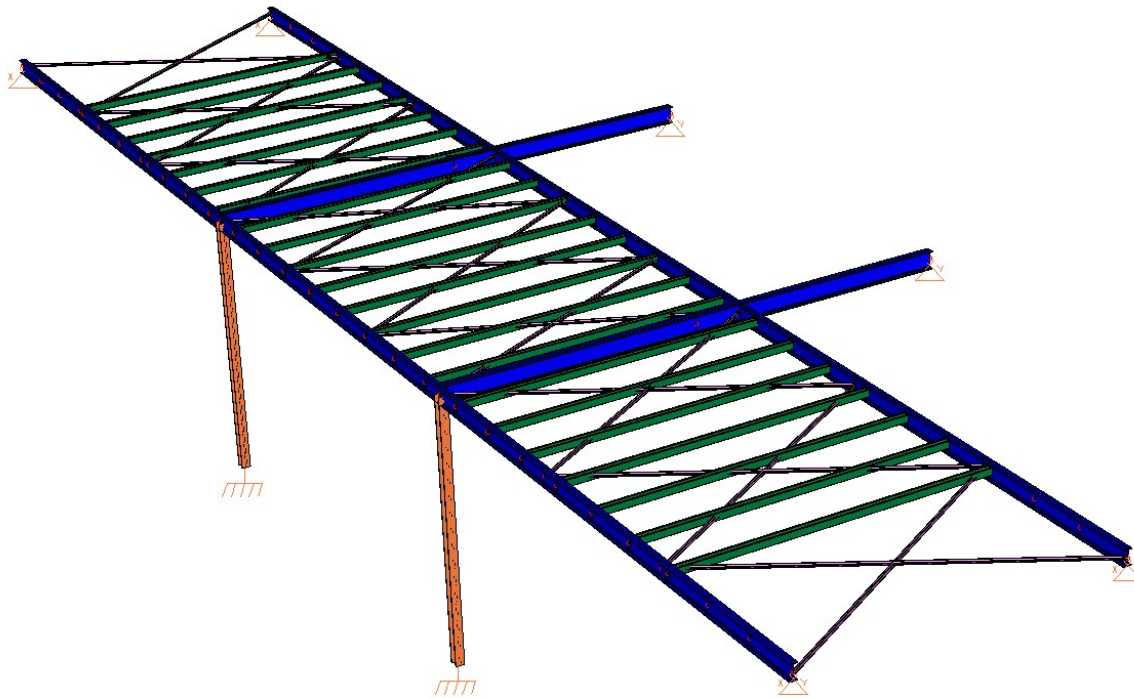
Le analisi delle sollecitazioni sono state condotte considerando la presenza di elementi efficaci sono in trazione (ad es. diagonali di controvento).

Per la valutazione degli effetti sismici è stata impiegata un'analisi statica lineare con adozione di spettro di accelerazione elastico e parametri sismici conformi al DM 17/01/18, secondo quanto già esposto in precedenza. Le azioni sismiche derivano dall'eccitazione delle masse assegnate alla struttura in proporzione ai carichi a cui sono associate per norma (aliquote inerziali).

I risultati forniti dall'elaboratore in forma grafica e numerica consistono in:

- Deformazioni (statiche e dinamiche)
- Deformazioni relative
- Sollecitazioni di elementi mono-bidimensionali (statiche e dinamiche)

Di seguito si riportano alcune immagini rappresentative del modello 3D realizzati per l'analisi della struttura, con indicata la terna cartesiana di riferimento (assi globali).



Per illustrare in modo sintetico le caratteristiche principali dei modelli di analisi realizzati, si riportano di seguito alcuni chiarimenti.

1. i vincoli di base delle colonne sono incastri;
2. ove necessario si è fatto uso di "svincoli" alle estremità delle aste, per risolvere nel modo il più possibile aderente alla realtà problemi di vincolo relativo e di trasmissione di carichi tra elementi principali;
3. i carichi di progetto sono stati introdotti nel modello sotto forma di carichi linearmente distribuiti o concentrati in accordo a quanto descritto in forma quantitativa nei tabulati in allegato;
4. le diagonali di controvento sono modellate come elementi resistenti solo a trazione;
5. non vi sono piani rigidi;
6. per l'analisi sismica è stata utilizzata una analisi statica equivalente, con fattore di struttura $q_{ND}=1,00$ **per schemi NON DISSIPATIVI**;
7. per quanto sopra, non è stata seguita la Gerarchia delle Resistenze;
8. Non vi sono elementi strutturali in falso;
9. Non si è considerata l'azione sismica verticale in quanto $a_g < 0,15g$
10. Posizione zero sismico=quota estradosso fondazione

I risultati delle analisi effettuate con i modelli sopra descritti sono stati verificati ricorrendo a schemi e modelli strutturali semplificati, ottenendo sempre un'ottima corrispondenza. Si conclude pertanto che il modello realizzato sia adeguato per la schematizzazione della realtà e per le successive verifiche strutturali.

8 VERIFICA DELLE STRUTTURE

8.1 TRAVE DI FALDA IPE 300 - S275

Gli elementi che compongono la trave di falda sono:

- Corrente IPE 300 - S275
- piastre sp. mm. 15 e 20 S355
- BULLONI M18 cl 8.8

La trave di falda, realizzata con profilati IPE 300, in materiale S275JR, di luce pari a circa 11.05 m, è stabilizzato nella direzione di minore inerzia ogni 3.7 m (misure cautelative).

$N=4.05$ kN $M_z=87.4$ kNm $M_y=0.43$ kNm (inviol.)

Verifica Presso-Flessione - EC3 (edizione 1992) #5.5.4.

IPE 300 Acciaio S275 (Fe430) f_y (N/mm²) 275

N_{Sd} [kN] 4.05

		Inflessione attorno all'asse	
		y - y	z - z
l_0 [m]		11.05	3.7
Snellezza λ		88.68	110.4
$N_{b,Rd}$ [kN]		916.7	620.7
M_Q [kNm]		87.4	0.43
β_M		1.3	1.3
μ		-1.302	-1.226
k		1.005	1.008
$M_{c,Rd}$ [kNm]		164.6	32.79
M_{Sd} [kNm]		87.4	0.43

Momenti all'estremità
 Momenti dovuti ai carichi laterali nel piano
 Momenti dovuti ai carichi laterali nel piano più momenti d'estremità

Resistenza della sezione 0.295 OK ?

Instabilità flessione-torsionale 0.757 OK ?

Flessione e compressione assiale - Classe 1 - EC3 #5.5.4.(1)

$$\frac{N_{Sd}}{N_{b,Rd,min}} + \frac{k_y M_{y,Sd}}{M_{cy,Rd1}} + \frac{k_z M_{z,Sd}}{M_{cz,Rd1}} = 0.007 + 0.534 + 0.013 = 0.554$$

OK

Dal precedente output del software di calcolo risulta il **TASSO DI LAVORO MASSIMO: 76 %**

I pannelli fotovoltaici possono subire spostamenti molto piccoli infatti la trave di falda in centro può avere una deformazione massima di 3.4 cm anche considerando la luce minore di 9.37 m da normativa lo spostamento per coperture sarebbe Spostamento ammissibile agli SLE: $937/200 = 4.69$ cm.

La deformazione in centro trave massima nel caso in esame per la condizione più sfavorevole agli SLE è pari a 3.3cm < 3.4 cm quindi la verifica risulta soddisfatta.

8.2 COLONNE HEA200 - S275

Gli elementi che compongono le colonne composte sono:

- Profilo HEA 200 S275
- Piastre sp. mm. 10, 20 S355

La lunghezza di libera inflessione per l'asse forte e debole della colonna risultano essere pari al doppio della sua lunghezza.

Le sollecitazioni massime sono: momento flettente 1.91 kNm sull'asse forte e debole e compressione di 94 kN (valori agli SLU)

Verifica Presso-Flessione - EC3 (edizione 1992) #5.5.4.

HE 200 A Acciaio S275 (Fe430) f_y (N/mm²) 275

N_{Sd} [kN] 94

	Inflessione attorno all'asse	
	y - y	z - z
I_0 [m]	10.8	10.8
Snellezza λ	130.4	216.9
$N_{b,Rd}$ [kN]	481.1	187.0
$M_{1,Sd}$ [kNm]	1.91	1.91
$M_{2,Sd}$ [kNm]	0	0
M_Q [kNm]	2.03	2.03
β_M	1.46	1.46
μ	-1.518	-2.173
k	1.282	1.5
$M_{c,Rd}$ [kNm]	112.5	53.38
M_{Sd} [kNm]	1.91	1.91

Resistenza della sezione 0.036 OK ?

Instabilità flessio-torsionale 0.587 OK ?

Flessione e compressione assiale - Classe 2 - EC3 #5.5.4.(1)

$$\frac{N_{Sd}}{N_{b,Rd,min}} + \frac{k_y M_{y,Sd}}{M_{cy,Rd1}} + \frac{k_z M_{z,Sd}}{M_{cz,Rd1}} = 0.503 + 0.022 + 0.054 = 0.578$$

OK

Dal precedente output del software di calcolo risulta il **TASSO DI LAVORO MASSIMO: 59%**

Spostamento ammissibile agli SLE $5.35/150 = 0.0356$ m maggiore dello spostamento massimo agli SLE: 0.002 m quindi verifica soddisfatta.

8.2.1 CONNESSIONE A TERRA PIASTRA DI BASE 430x430

La colonna con sezione HEA 220 è connessa alla fondazione mediante piastre di spessore 20 mm e dimensioni in pianta pari a 430x430 mm con 4 M20 cl. 8.8 disposti a interasse 350 mm, le cui resistenze assicurate sono:

Colonna-Fondazione

Colonna: Gruppo = 2 Elemento = 2 Nodo = 1 **HEA 200** S 275 (Fe 430)

[Verifica] Banca n. 0: Banche generali AMV

Assi locali piastra

$N = -92.69$ kN

$T_y = 1.77$ kN $M_y = 1.91$ kN*m

$T_z = -1.77$ kN $M_z = 1.91$ kN*m

Per le sollecitazioni di ogni c.c. riferirsi ai risultati dell'analisi strutturale.

[Verifica piastra di base] (S 355 (Fe 510), Rck 300)

430x430x20 Tipologia n. 3 A = 350 B = 350 (mm)

[Verifica cls]

Verifica cls: I.R. = 0.21 (c.c. 50)

Verifica piastra: $\Sigma id = 39.7$ N/mm² I.R. = 0.12 (c.c. 37)

[Verifica tirafondo] (S 235 (Fe 360))

Numero 4 tirafondi ad aderenza: Diam. = 20 Lunghezza = 400 (mm) (pari a 20 diametri, aggiungere uncino)

Massime forze trasmesse al singolo tirafondo e relative resistenze:

$F_{vb,Sd} = 0.44$ kN $F_{tb,Sd} = 25.63$ kN

$F_{vb,Rd} = 40.72$ kN $F_{t,Rd} = 61.07$ kN I.R. = 0.42 (c.c. 37)

[Verifica nervature]

Nervature superiori: $h = 150$ $sp = 10$ (mm)

$\Sigma \sigma = 44.4$ N/mm² I.R. = 0.1

[Verifica saldatura profilo]

Saldatura a cordone d'angolo (doppia sull'ala): verificata

Lunghezza1: 180 (mm) Altezza di gola1: 2 (mm)

Lunghezza2: 122 (mm) Altezza di gola2: 2 (mm)

Lunghezza3: 72 (mm) Altezza di gola3: 2 (mm)

$\Sigma \sigma_{perp.} = 95.7$ N/mm² $\Sigma \sigma_{par.} = 3.6$ N/mm²

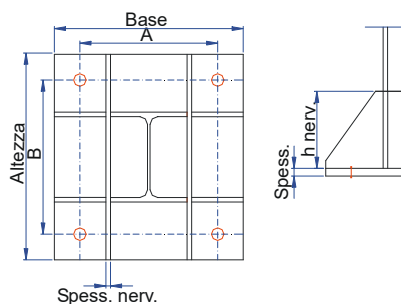
I.R. = 0.41

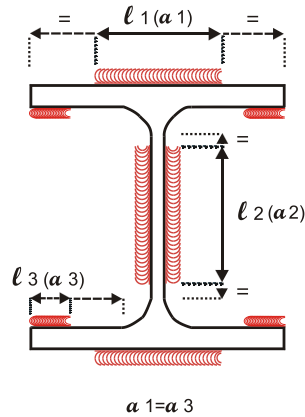
[Verifica saldatura nervature superiori]

Alt. gola = 5 (mm) $\Sigma \sigma_{par.} = 23.6$ N/mm² $\Sigma \sigma_{perp.} = 42.5$ N/mm² I.R. = 0.25

[Resistenza del nodo]

Modalità di collasso: **nessuna, situazione più gravosa [tirafondo]**





Ai fini della verifica a sfilamento, sul tirafondo più sollecitato risulta avere una trazione di 25.63 kN mentre la resistenza a trazione è:

$$f_{ad,d} = 1,27 \text{ N/mm}^2 \quad L_a = 753 \text{ mm} \quad N_{Rd} = 55 \text{ kN}$$

quindi le verifiche risultano soddisfatte con I.R. = 0,47

8.3 CONTROVENTO DI FALDA L 50x5 S275

La sollecitazione massima nel controvento risulta essere 2 kN di trazione e di seguito si riportano le verifiche del profilo e dell'unione: piastra avente spessore 10mm S355 con 1M18 cl 8.8:

Trave reticolare BULLONATA

Gruppo = 4 Elemento = 3 L 50X 5 (Singolo) S 275 (Fe 430)

[Verifica] Banca n. 0: Banche generali AMV

N = 2.00 kN

[Verifica Bulloni] (Classe 8.8)

N. bulloni 1+1 da M18 Inc.For=2.0

Distanza bordo = 40 (mm)

Spessore fazzoletto = 10 (mm)

Asse truschino = 30 (mm)

[Verifica di resistenza del profilo] (S 275 (Fe 430))

Verifica sezione lorda: N pl,Rd = 181.0 kN I.R. = 0.13

Verifica sezione netta: N pl,Rd = 82.6 kN I.R. = 0.28

[Verifica di resistenza del fazzoletto] (S 355 (Fe 510))

Verifica sezione netta: N pl,Rd = 181.0 kN I.R. = 0.13

[Verifica di resistenza del giunto]

Resistenza a taglio dei bulloni: F v,Rd = 74.6 kN I.R. = 0.31

Rifollamento del fazzoletto: F b,Rd = 122.4 kN I.R. = 0.19

Rifollamento dell'angolare: F b,Rd = 61.9 kN I.R. = 0.37

Il tasso di lavoro massimo risulta essere del 37%

8.4 TRAVE SALTAPILASTRO IPE 360 S275

Dalla analisi delle combinazioni di carico indicate ai precedenti capitoli ne deriva che le coppie M-N assunte cautelativamente più gravose associate all'elemento risultano essere pari a:

N = 6 kN MZ = 148 kNm My = 0.22 kNm


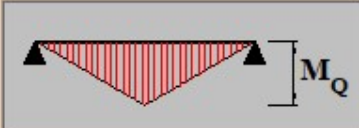
Verifica Presso-Flessione - EC3 (edizione 1992) #5.5.4.

IPE 360 Acciaio S275 (Fe430) fy (N/mm2) 275

N_{Sd} [kN] 6

	Inflessione attorno all'asse	
	y - y	z - z
l_0 [m]	10.35	6.125
Snellezza λ	69.23	161.6
$N_{b,Rd}$ [kN]	1 518	452.7
M_Q [kNm]	148	0.22
β_M	1.4	1.4
μ	-0.829	-1.678
k	1.003	1.021
$M_{c,Rd}$ [kNm]	266.9	50.05
M_{Sd} [kNm]	148	0.22

Momenti all'estremità
 Momenti dovuti ai carichi laterali nel piano
 Momenti dovuti ai carichi laterali nel piano più momenti d'estremità

Resistenza della sezione

Instabilità flessio-torsionale

Flessione e compressione assiale - Classe 1 - EC3 #5.5.4.(1)

$$\frac{N_{Sd}}{N_{b,Rd,min}} + \frac{k_y M_{y,Sd}}{M_{cy,Rd1}} + \frac{k_z M_{z,Sd}}{M_{cz,Rd1}} = 0.013 + 0.556 + 0.004 = 0.574$$

Il tasso di lavoro massimo risulta essere del 96%

Lo spostamento massimo per le combinazioni agli SLE risulta essere 2.9 cm mentre lo spostamento ammissibile è pari a $1000 \text{ cm} / 200 = 5 \text{ cm}$

8.5 EFFETTI DEL SECOND'ORDINE

teta max =0.05 < 0.10 verificato (NTC 7.3.1)

ANALISI DEL SECONDO ORDINE

Tipo di analisi : Statica sismica equivalente
 Unita' di misura delle Forze : kN
 Unita' di misura Lunghezze : m

*** Gruppo di copertura: Travi

C.C	Δ_X [cm]	Δ_Y [cm]
1	0.92	0.14
2	0.68	0.14
3	0.68	-0.13
4	-0.92	0.13
5	-0.92	-0.14
6	0.12	0.45
7	0.12	-0.45
8	-0.36	0.44
9	-0.36	-0.45
10	0.68	0.14
11	0.68	-0.13
12	-0.92	0.13
13	-0.92	-0.14
14	0.12	0.45
15	0.12	-0.45
16	-0.36	0.44
17	-0.36	-0.45
18	0.60	0.10
19	-0.25	0.39
37	1.63	0.24
38	1.07	0.16
39	1.92	0.25
46	-1.50	-0.15
47	-2.11	-0.25
48	-1.01	-0.10
49	-0.37	0.35
50	-0.38	0.58
51	-0.37	-0.36
52	-0.38	-0.59
56	1.27	0.16
57	-0.27	0.39
58	-0.20	-0.24
60	-1.42	-0.17
66	-2.40	-0.25

*** analisi alla quota: 0.000

Gruppo di copertura: Travi		altezza interpiano: 7.37							
C.C	Δ_X [cm]	Δ_Y [cm]	d_{EX} [cm]	d_{EY} [cm]	FX	FY	FZ	θ_X	θ_Y
1	0.00	-0.00	-0.92	-0.14	108.38	0.00	774.47	0.00	0.00
2	0.00	0.00	-0.68	-0.14	6.21	1.86	129.08	0.00	0.00
3	0.00	-0.00	-0.68	0.13	6.21	1.86	129.08	0.00	0.00
4	-0.00	0.00	0.92	-0.13	6.21	1.86	129.08	0.00	0.00
5	-0.00	-0.00	0.92	0.14	6.21	1.86	129.10	0.00	0.00
6	0.00	0.00	-0.12	-0.45	1.86	6.21	129.08	0.00	0.00
7	0.00	-0.00	-0.12	0.45	1.86	6.21	129.08	0.00	0.00
8	-0.00	0.00	0.36	-0.44	1.86	6.21	129.09	0.00	0.00
9	-0.00	-0.00	0.36	0.45	1.86	6.21	129.09	0.00	0.00
10	0.00	0.00	-0.68	-0.14	6.21	1.86	129.08	0.00	0.00
11	0.00	-0.00	-0.68	0.13	6.21	1.86	129.08	0.00	0.00
12	-0.00	0.00	0.92	-0.13	6.21	1.86	129.08	0.00	0.00
13	-0.00	-0.00	0.92	0.14	6.21	1.86	129.10	0.00	0.00
14	0.00	0.00	-0.12	-0.45	1.86	6.21	129.08	0.00	0.00
15	0.00	-0.00	-0.12	0.45	1.86	6.21	129.08	0.00	0.00
16	-0.00	0.00	0.36	-0.44	1.86	6.21	129.09	0.00	0.00
17	-0.00	-0.00	0.36	0.45	1.86	6.21	129.09	0.00	0.00
18	0.00	0.00	-0.60	-0.10	72.26	0.00	533.53	0.00	0.00

19	0.00	0.00	0.25	-0.39	0.00	50.02	465.34	0.00	0.00
37	0.00	-0.00	-1.63	-0.24	150.08	0.00	301.23	0.00	0.00
38	0.00	0.00	-1.07	-0.16	100.07	0.00	157.80	0.00	0.00
39	0.00	0.00	-1.92	-0.25	180.61	0.00	590.48	0.00	0.00
46	-0.00	-0.00	1.50	0.15	97.96	0.00	774.48	0.01	0.00
47	-0.00	0.00	2.11	0.25	163.28	0.00	590.49	0.01	0.00
48	-0.00	0.00	1.01	0.10	65.31	0.00	533.53	0.00	0.00
49	0.00	0.00	0.37	-0.35	0.00	45.03	672.17	0.00	0.00
50	-0.00	0.00	0.38	-0.58	21.86	75.03	301.24	0.00	0.00
51	0.00	-0.00	0.37	0.36	0.00	45.02	672.16	0.00	0.00
52	-0.00	-0.00	0.38	0.59	21.86	75.04	301.25	0.00	0.00
56	0.00	0.00	-1.27	-0.16	120.40	0.00	410.87	0.00	0.00
57	-0.00	0.00	0.27	-0.39	14.57	50.02	157.80	0.00	0.00
58	0.00	-0.00	0.20	0.24	3.47	30.02	533.53	0.00	0.00
60	-0.00	0.00	1.42	0.17	108.86	0.00	410.90	0.00	0.00
66	-0.00	0.00	2.40	0.25	193.80	0.00	301.23	0.00	0.00

8.6 VALUTAZIONE DEI RISULTATI E GIUDIZIO MOTIVATO SULLA LORO ACCETTABILITÀ

Il programma di calcolo utilizzato MasterSap è idoneo a riprodurre nel modello matematico il comportamento della struttura e gli elementi finiti disponibili e utilizzati sono rappresentativi della realtà costruttiva. Le funzioni di controllo disponibili, innanzitutto quelle grafiche, consentono di verificare la riproduzione della realtà costruttiva ed accertare la corrispondenza del modello con la geometria strutturale e con le condizioni di carico ipotizzate. Si evidenzia che il modello viene generato direttamente dal disegno architettonico riproducendone così fedelmente le proporzioni geometriche. In ogni caso sono stati effettuati alcuni controlli dimensionali con gli strumenti software a disposizione dell'utente. Tutte le proprietà di rilevanza strutturale (materiali, sezioni, carichi, sconnessioni, etc.) sono state controllate attraverso le funzioni di indagine specificatamente previste.

Sono state sfruttate le funzioni di autodiagnostica presenti nel software che hanno accertato che non sussistono difetti formali di impostazione.

E' stato accertato che le risultanti delle azioni verticali sono in equilibrio con i carichi applicati.

Le sollecitazioni prodotte da alcune combinazioni di carico di prova hanno prodotto valori prossimi a quelli ricavabili adottando consolidate formulazioni ricavate della Scienza delle Costruzioni (si veda il paragrafo – predimensionamento).

Anche le deformazioni risultano prossime ai valori attesi. Il dimensionamento e le verifiche di sicurezza hanno determinato risultati che sono in linea con casi di comprovata validità, confortati anche dalla propria esperienza.

E' inoltre fornito dal produttore manuale di validazione del solutore.

Codice di calcolo adottato, solutore e affidabilità dei risultati

In base a quanto richiesto al par. 10.2 del D.M. 17.01.2018 (Norme Tecniche per le Costruzioni) il produttore e distributore Studio Software AMV s.r.l. espone la seguente relazione riguardante il solutore numerico e, più in generale, la procedura di analisi e dimensionamento MasterSap. Si fa presente che sul proprio sito (www.amv.it) è disponibile sia il manuale teorico del solutore sia il documento comprendente i numerosi esempi di validazione. Essendo tali documenti (formati da centinaia di pagine) di pubblico dominio, si ritiene pertanto sufficiente proporre una sintesi, sia pure adeguatamente esauriente, dell'argomento.

Il motore di calcolo adottato da MasterSap, denominato LiFE-Pack, è un programma ad elementi finiti che permette l'analisi statica e dinamica in ambito lineare e non lineare, con estensioni per il calcolo degli effetti del secondo ordine.

Il solutore lineare usato in analisi statica ed in analisi modale è basato su un classico algoritmo di fattorizzazione multifrontale per matrici sparse che utilizza la tecnica di condensazione supernodale ai fini di velocizzare le operazioni. Prima della fattorizzazione viene eseguito un riordino simmetrico delle righe e delle colonne del sistema lineare al fine di calcolare un percorso di eliminazione ottimale che massimizza la sparsità del fattore.

Il solutore modale è basato sulla formulazione inversa dell'algoritmo di Lanczos noto come Thick Restarted Lanczos ed è particolarmente adatto alla soluzione di problemi di grande e grandissima dimensione ovvero con molti gradi di libertà. L'algoritmo di Lanczos oltre ad essere supportato da una rigorosa teoria matematica, è estremamente efficiente e competitivo e non ha limiti superiori nella dimensione dei problemi, se non quelli delle risorse hardware della macchina utilizzata per il calcolo.

Per la soluzione modale di piccoli progetti, caratterizzati da un numero di gradi di libertà inferiore a 500, l'algoritmo di Lanczos non è ottimale e pertanto viene utilizzato il classico solutore modale per matrici dense simmetriche contenuto nella ben nota libreria LAPACK.

L'analisi con i contributi del secondo ordine viene realizzata aggiornando la matrice di rigidezza elastica del sistema con i contributi della matrice di rigidezza geometrica.

Un'estensione non lineare, che introduce elementi a comportamento multilineare, si avvale di un solutore incrementale che utilizza nella fase iterativa della soluzione il metodo del gradiente coniugato preconditionato.

Grande attenzione è stata riservata agli esempi di validazione del solutore. Gli esempi sono stati tratti dalla letteratura tecnica consolidata e i confronti sono stati realizzati con i risultati teorici e, in molti casi, con quelli prodotti, sugli esempi stessi, da prodotti internazionali di comparabile e riconosciuta validità. Il manuale di validazione è disponibile sul sito www.amv.it.

E' importante segnalare, forse ancora con maggior rilievo, che l'affidabilità del programma trova riscontro anche nei risultati delle prove di collaudo eseguite su sistemi progettati con MasterSap. I verbali di collaudo (per alcuni progetti di particolare importanza i risultati sono disponibili anche nella letteratura tecnica) documentano che i risultati delle prove, sia in campo statico che dinamico, sono corrispondenti con quelli dedotti dalle analisi numeriche, anche per merito della possibilità di dar luogo, con MasterSap, a raffinate modellazioni delle strutture.

In MasterSap sono presenti moltissime procedure di controllo e filtri di autodiagnostica. In fase di input, su ogni dato, viene eseguito un controllo di compatibilità. Un'ulteriore procedura di controllo può essere lanciata dall'utente in modo da individuare tutti gli errori gravi o gli eventuali difetti della modellazione. Analoghi controlli vengono eseguiti da MasterSap in fase di calcolo prima della preparazione dei dati per il solutore. I dati trasferiti al solutore sono facilmente consultabili attraverso la lettura del file di input in formato XML, leggibili in modo immediato dall'utente.

Apposite procedure di controllo sono predisposte per i programmi di dimensionamento per il c.a., acciaio, legno, alluminio, muratura etc.

Tali controlli riguardano l'esito della verifica: vengono segnalati, per via numerica e grafica, i casi in contrasto con le comuni tecniche costruttive e gli errori di dimensionamento (che bloccano lo sviluppo delle fasi successive della progettazione, ad esempio il disegno esecutivo). Nei casi previsti dalla norma, ad esempio qualora contemplato dalle disposizioni sismiche in applicazione, vengono eseguiti i controlli sulla geometria strutturale, che vengono segnalati con la stessa modalità dei difetti di progettazione.

Ulteriori funzioni, a disposizione dell'utente, agevolano il controllo dei dati e dei risultati. E' possibile eseguire una funzione di ricerca su tutte le proprietà (geometriche, fisiche, di carico etc) del modello individuando gli elementi interessati.

Si possono rappresentare e interrogare graficamente, in ogni sezione desiderata, tutti i risultati dell'analisi e del dimensionamento strutturale. Nel caso sismico viene evidenziata la posizione del centro di massa e di rigidezza del sistema.

Per gli edifici è possibile, per ogni piano, a partire dalle fondazioni, conoscere la risultante delle azioni verticali orizzontali. Analoghi risultati sono disponibili per i vincoli esterni.