



METROPOLITANA MILANESE SPA

AZIENDA CON SISTEMA QUALITA' UNI EN ISO 9001 CERTIFICATO DA ICMQ  
Certificato N. 96095 Organismo di progettazione: Attività di Progettazione e  
Coordinamento nei settori di specializzazione relativi a Linee Metropolitane,  
Ferroviarie e Tranviarie urbane ed extraurbane; Viabilità urbana ed extraurbana;  
Parcheggi e Strutture di Interscambio; Opere idrauliche, Acquedotti e Fognature;  
Riqualificazione del territorio e Bonifiche; Interventi Edilizi; Aerostazioni e Manufatti  
Aeroportuali. Gestione del processo costruttivo: Direzione, Coordinamento e  
Supervisione Lavori.  
Certificato N. 00436 Esperimento Gare d'Appalto riguardanti Lavori e forniture in  
conformità alle disposizioni di legge della Repubblica Italiana.

**COMMESSA YA**

**RILANCIO E RIQUALIFICAZIONE DEI  
MERCATI GENERALI DI MILANO**

**FASE 1.0  
LOTTO 1.02 – MERCATO AVICUNICOLO**


**PROGETTO ESECUTIVO**

**RELAZIONE TECNICO-DESCRITTIVA E  
DI CALCOLO SULLE PROBLEMATICHE  
STRUTTURALI - NUOVA CELLA**

**YA-0304**



DATA	COM	WBE	N°	REV	DESCR	REDAT	VERIF	ACQ	APPR
07.05.2013	YA	1ERFD	0304	0	EMISSIONE	A.Arienti	A.Antonelli	M.Recalcati	M.Recalcati
Giugno 2013	YA	1ERFD	0304	14	Progetto Esecutivo				M.Recalcati

<p>Il Direttore Tecnico Dott. Ing Dario Comini Ordine degli Ingegneri di Lecco n° 304</p> 	<p>Il Progettista Responsabile dell'integrazione fra le varie prestazioni specialistiche Dott. Ing. Massimo Recalcati Ordine degli Ingegneri di Milano n°A15444</p>	<p>Il Progettista Responsabile Dott. Ing. Roberto Conta Ordine degli Ingegneri di Pavia n°939</p>
--	---	---



## INDICE

<b>1</b>	<b>NORMATIVA ADOTTATA .....</b>	<b>5</b>
1.1	Norme Nazionali .....	5
1.2	Norme Europee .....	5
1.3	Altri riferimenti .....	6
<b>2</b>	<b>SOFTWARE DI CALCOLO .....</b>	<b>7</b>
2.1	SAP2000 Advanced v.15.1.0 .....	7
2.1.1	Premessa.....	7
2.1.2	Modalità di utilizzo.....	11
2.1.3	Campo di impiego .....	12
2.1.4	Affidabilità del codice di calcolo.....	12
2.2	VcaSLU v.7.6 .....	13
2.2.1	Premessa.....	13
2.2.2	Modalità di utilizzo.....	13
2.2.3	Campo di impiego .....	14
2.2.4	Affidabilità del codice di calcolo.....	15
2.3	C.S.E v.5.10.....	15
<b>3</b>	<b>REALIZZAZIONE DI NUOVE CELLE AVICUNICOLE .....</b>	<b>19</b>
3.1	Descrizione.....	19
3.2	Criteri di calcolo .....	20
3.3	Materiali impiegati.....	23
3.3.1	Calcestruzzo .....	23
3.3.2	Acciaio .....	24
3.4	Modello di calcolo .....	25
3.5	Analisi dei carichi.....	27
3.5.1	Peso proprio .....	27
3.5.2	Peso permanente non strutturale .....	28
3.5.3	Carichi variabili Antropici.....	29
3.5.4	Carico neve.....	29
3.5.5	Carico vento.....	30
3.5.6	Carico termico.....	34



3.5.7	Azione sismica.....	37
3.5.8	Analisi di buckling .....	41
<b>3.6</b>	<b>CONDIZIONI DI CARICO ELEMENTARI .....</b>	<b>42</b>
<b>3.7</b>	<b>COMBINAZIONE DELLE CONDIZIONI DI CARICO ELEMENTARI .....</b>	<b>42</b>
<b>4</b>	<b>RISULTATI DELL'ANALISI .....</b>	<b>48</b>
4.1	Analisi modale .....	48
4.2	Azioni interne.....	50
4.2.1	Convenzioni di segno sulle aste .....	50
4.2.2	Sollecitazioni .....	50
4.3	Inviluppo reazioni a terra .....	54
<b>5</b>	<b>VERIFICHE.....</b>	<b>57</b>
5.1	SLU: Verifica di resistenza delle membrature .....	57
5.2	SLE: Verifica degli spostamenti verticali e laterali.....	64
5.3	SLV: Verifica a martellamento per costruzioni contigue .....	67
5.4	SLD: Contenimento del danno degli elementi non strutturali .....	69
5.5	VERIFICA CONNESSIONI .....	70
5.5.1	SLU: Verifiche dei nodi .....	70
5.5.2	SLU: Verifiche locali .....	71
5.6	Verifiche geotecniche agli stati limite .....	75
5.6.1	Determinazione della capacità portante.....	76
5.6.2	Portata limite in fase sismica .....	81
5.6.3	Verifica a scorrimento.....	83
5.6.4	Cedimento assoluto.....	84
5.6.5	Considerazioni.....	86
<b>6</b>	<b>ALLEGATI.....</b>	<b>88</b>
6.1	Modello FEM – SAP2000 - .....	88
6.2	Verifiche dei nodi – CSE - .....	89



## 1 NORMATIVA ADOTTATA

---

Le normative cui si è fatto riferimento nelle fasi di calcolo e di progettazione, sono quelle previste dalla Legge.

### 1.1 NORME NAZIONALI

- Norme Tecniche per le Costruzioni - D.M. Infrastrutture 14 Gennaio 2008  
Pubblicato su S.O. n.30 della G.U. 4 Febbraio 2008, n.29
- Circolare 02 Febbraio 2009, n° 617 / C.S.LL.PP. Pubblicata su S.O. n. 27  
alla G.U. 26 Febbraio 2009, n. 47

### 1.2 NORME EUROPEE

- Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-1: Azioni in generale - Pesì per unità di volume, pesì propri e sovraccarichi - UNI EN 1991-1-1:2004.
- Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici - UNI EN 1992-1-1:2005.
- Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici - UNI EN 1993-1-1:2005.
- Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-8: Progettazione dei collegamenti - UNI EN 1993-1-8:2005.
- Eurocodice 5 - Progettazione delle strutture di legno - Parte 1-1 - Regole generali e regole per gli edifici - UNI EN 1995-1-1:2009.
- Eurocodice 5 - Progettazione delle strutture di legno - Parte 1-2 - Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio - UNI EN 1995-1-2:2005.
- Eurocodice 7 - Progettazione geotecnica - Parte 1: Regole generali - UNI EN 1997-1:2005.
- Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici - UNI EN 1998-1:2005



### **1.3 ALTRI RIFERIMENTI**

- Associazioni Italiana Software - Modello di Relazione di Calcolo Strutturale secondo NTC 08 - Rev. 20-9-10;
- YA-0103 - Relazione Geotecnica.



## 2 SOFTWARE DI CALCOLO

I programmi di calcolo adottati nella presente relazione sono quelli riportati nei successivi paragrafi di cui si allega una breve descrizione focalizzando gli aspetti salienti.

### 2.1 SAP2000 ADVANCED V.15.1.0

#### 2.1.1 PREMESSA

Il codice di calcolo **SAP2000 Advanced v.15.1.0** è prodotto dalla C.S.I. (Computer and Structures, Inc) di Berkeley – California, distribuito e assistito dalla C.S.I. Italia.

<p><b>Computers and Structures, Inc.</b> 1995 University Avenue Berkeley, California 94704 USA</p> <p><b>Tel:</b> (510) 649-2200 <b>Fax:</b> (510) 649-2299</p> <p><b>e-mail:</b> info@csiberkeley.com <b>web:</b> www.csiberkeley.com</p>	<p><b>CSI Italia Srl</b> Galleria San Marco 4 33170 Pordenone</p> <p><b>Tel:</b> 0434 28465 <b>Fax:</b> 0434 28466</p> <p><b>e-mail:</b> posta@csi-italia.eu <b>web:</b> www.csi-italia.eu</p>
--	--

SAP2000 è disponibile in tre diversi livelli: Base (B) (limitato a 1500 nodi), Plus (P) e Avanzato (A).

Sono inoltre disponibili vari moduli aggiuntivi: Bridge (BR), Offshore (OS), Costruzione per Fasi (CF).

La versione disponibile è di livello Avanzato ma senza moduli aggiuntivi.

Il codice SAP2000 è sviluppato in ambiente Windows e permette l'analisi strutturale con il metodo degli elementi finiti.

Tale metodo si basa sulla schematizzazione della struttura in elementi connessi solo in corrispondenza di un numero prefissato di punti denominati nodi.

I nodi sono definiti dalle tre coordinate cartesiane in un sistema di riferimento globale.

Le incognite del problema, nell'ambito del metodo degli spostamenti, sono le componenti di spostamento dei nodi riferite al sistema di riferimento globale (traslazioni secondo X, Y, Z, rotazioni attorno X, Y, Z).

La soluzione del problema si ottiene con un sistema di equazioni algebriche lineari i cui termini noti sono costituiti dai carichi agenti sulla struttura opportunamente concentrati ai nodi:

$$\underline{\underline{K}} \cdot \underline{u} = \underline{F}$$



dove:

- $\underline{\underline{K}}$  : matrice di rigidezza;
- $\underline{u}$  : vettore spostamenti nodali;
- $\underline{F}$  : vettore forze nodali.

Dagli spostamenti ottenuti con la risoluzione del sistema vengono quindi dedotte le sollecitazioni e/o le tensioni di ogni elemento, riferite generalmente ad una terna locale all'elemento stesso.

Nel SAP2000 le strutture sono modellate in uno spazio virtuale, facendo riferimento ad un sistema di coordinate globale, destrorso, rettangolare, con tre assi X-Y-Z mutuamente ortogonali. Si assume l'asse Z verticale ed orientato verso l'alto.

Tutti i sistemi di riferimento locali degli elementi costituenti il modello sono riferiti ad esso tramite opportune trasformazioni di coordinate.

Gli elementi fisici del modello sono rappresentati da oggetti. Usando l'interfaccia, è necessario disegnare la geometria di un oggetto, successivamente assegnare proprietà e carichi all'oggetto per definire completamente la membratura fisica.

Gli oggetti disponibili sono:

- **Frame:** viene usato per modellare il comportamento di travi, pilastri, bielle o cavi nelle strutture piane e tridimensionali. L'elemento Frame fa uso di una formulazione a pilastro generale e tridimensionale che comprende gli effetti della flessione biassiale, della torsione, della deformazione assiale e delle deformazioni biassiali di taglio.

Un elemento Frame è modellato come un segmento che congiunge due punti. Ciascun elemento ha il proprio sistema di coordinate locale per la definizione delle proprietà della sezione e dei carichi e per l'interpretazione dei risultati.

Ciascun elemento Frame può sopportare il carico dovuto al proprio peso, più carichi concentrati e distribuiti.

Per tener conto della dimensione finita delle intersezioni fra asta e pilastro sono disponibili gli scostamenti dalle estremità (End Offsets). Sono disponibili anche rilasci alle estremità (End Releases) per modellare differenti condizioni di vincolo interno alle estremità dell'elemento.

- **Shell:** viene usato per modellare il comportamento a Shell, a membrana e a piastra nelle strutture piane e tridimensionali. L'elemento Shell ha una formulazione a tre o quattro nodi che combina il comportamento separato a membrana e quello a piastra flettente. L'elemento a quattro nodi non deve necessariamente essere piano.

Il comportamento a membrana usa una formulazione isoparametrica che comprende le componenti di rigidezza traslazionali nel piano e una componente di rigidezza rotazionale nella direzione normale al piano dell'elemento.





Il comportamento a piastra flettente comprende due componenti di rigidità rotazionali della piastra, fuori dal piano, e una componente di rigidità traslazionale nella direzione normale al piano dell'elemento.

Per default viene usata una formulazione a piastra spessa (Mindlin/Reissner) che comprende gli effetti della deformazione di taglio trasversale.

A scelta, è possibile scegliere una formulazione a piastra sottile (Kirchoff) che trascuri la deformazione di taglio trasversale.

Le strutture che possono essere modellate con questo elemento comprendono:

- “Shell” tridimensionali, come serbatoi e cupole;
- Strutture a piastra, come ad esempio solette e platee;
- Strutture a membrana come pareti di taglio (setti).

Ciascun elemento Shell ha il suo proprio sistema di coordinate locali per la definizione delle proprietà del materiale e dei carichi e per l'interpretazione dell'output.

A ciascun elemento può essere applicato un carico gravitazionale oppure uniforme in ogni direzione.

Per la rigidità dell'elemento Shell viene usata una formulazione variabile, con integrazione numerica da quattro a otto punti.

Le tensioni, le forze interne ed i momenti, nel sistema di coordinate locale dell'elemento, sono valutate ai punti di integrazione di Gauss 2 per 2 ed estrapolati ai nodi dell'elemento.

Una stima approssimata dell'errore nelle tensioni o nelle forze interne dell'elemento può essere ricavata dalla differenza dei valori calcolati da elementi diversi connessi ad un nodo comune. Ciò fornirà un'indicazione dell'accuratezza di una data mesh di elementi finiti e potrà essere usata in seguito come base per selezionare una maglia nuova e più accurata.

- **Nllink:** viene usato per modellare delle non linearità locali all'interno della struttura, come ad esempio:
  - **Multi linear elastic:** elementi ad elastici n-lineari;
  - **Gaps:** elementi solo compressi costituiti da una molla con in serie un'apertura;
  - **Hook:** elementi solo tesi costituiti da una molla con in serie un gancio;
  - **Dampers:** elementi a viscosità non lineare;
  - **Plastic:** elementi a comportamento elasto-plastico con leggi diverse;
  - **Rubber Isolator:** isolatori isteretici;
  - **Friction Isolator:** isolatori ad attrito.

L'elemento Nllink viene usato per modellare una non linearità concentrata della struttura. Il comportamento non lineare è utilizzabile solo durante



analisi non lineari (statiche, dinamiche). Per le altre analisi gli Nllink hanno un comportamento lineare.

Ogni elemento può essere ad 1 nodo (per esempio molle a terra) o a 2 nodi. In entrambi i casi le loro proprietà sono definite allo stesso modo.

Ogni elemento è assunto come composto da 6 molle separate, una per ogni grado di libertà (assiale, taglio, torsione e momento puro).

Ognuna di queste molle possiede un doppio gruppo di proprietà:

- Il primo gruppo definisce la rigidezza elastica e lo smorzamento viscoso lineare; tali proprietà sono utilizzate durante le analisi lineari;
- Il secondo gruppo definisce una legge opzionale non lineare che verrà utilizzata in analisi non lineari.

I **casi di analisi** disponibili, che definiscono come i carichi devono essere applicati alle strutture e come è calcolata la risposta delle strutture stesse, sono classificate come lineari o non lineari.

I tipi di analisi **lineari** disponibili sono:

- **Statica:** è il tipo di analisi più frequente. I carichi sono applicati senza alcun effetto dinamico.
- **Analisi dinamica modale:** calcolo dei modi di vibrare della struttura secondo il metodo di Eigen o il metodo di Ritz. I carichi non sono applicati, a meno che essi non siano usati per generare i vettori di Ritz.
- **Analisi dinamica in spettro di risposta:** questa analisi viene accoppiata ad una analisi modale per la determinazione di vettori di forze, le cui combinazioni rappresenteranno le azioni sismiche. Per effettuare questa analisi è necessario definire una funzione di spettro. Questa funzione di spettro normalmente è espressa in termini di pseudo-accelerazione e periodo.
- **Analisi al passo:** in questa analisi vengono applicati carichi che subiscono variazioni nel tempo. Queste variazioni sono rappresentate da funzioni storia-tempo. La soluzione di questa analisi può essere calcolata con il metodo FNA che sfrutta sovrapposizioni modali oppure mediante integrazione diretta.
- **Analisi di instabilità:** in questa analisi vengono calcolati i modi di instabilità della struttura soggetta ai carichi esterni. Il compito di questa analisi è quello di determinare dei moltiplicatori scalari dei carichi esterni che producono l'insorgere di fenomeni di instabilità.
- **Analisi a carichi mobili:** questa analisi serve per calcolare la risposta della struttura soggetta al transito di veicoli e in generale a carichi che si muovono su di essa. Si possono definire diversi tipi di veicolo e assegnare un numero arbitrario di linee di transito. Verranno considerate tutte le permutazioni derivate dal posizionamento del carico sulla struttura.

Le analisi **non lineari** disponibili sono:



- **Non lineare statica:** i carichi sono applicati senza effetti dinamici. Questa analisi può essere utilizzata per metodi tipo Pushover, o costruzioni sequenziali.
- **Non lineare dinamica:** sono applicati carichi con variazione nel tempo. Queste analisi richiedono la definizione di funzioni valore-tempo. La soluzione di queste analisi può essere ottenuta con i metodi della scomposizione modale oppure con i metodi della integrazione diretta.

I carichi possono essere applicati sia ai nodi, come forze o coppie concentrate, sia sulle travi, come forze distribuite, trapezie, concentrate, come coppie e come distorsioni termiche.

Sulle superfici degli elementi Shell è possibile applicare forze uniformemente distribuite, la cui direzione di applicazione può essere specificata nel sistema di coordinate globale o in quello locale.

La forza totale che agisce sull'elemento in ciascuna direzione locale è data dall'intensità di carico totale in quella direzione moltiplicata per l'area della superficie mediana. Questa forza è ripartita sui nodi dell'elemento.

I vincoli sono forniti tramite le sei costanti di rigidezza elastica.

I vincoli esterni devono essere applicati anche ai gradi di libertà disponibili del sistema per i quali sia noto che la rigidezza è nulla, come le traslazioni fuori dal piano e le rotazioni nel piano di un telaio piano, altrimenti la struttura risulta instabile e le equazioni statiche non risolubili.

Un grado di libertà vincolato esternamente non può essere vincolato internamente.

Uno dei sei gradi di libertà di qualunque nodo nella struttura può avere condizioni di supporto a molla di tipo traslazionale o rotazionale. Queste molle congiungono elasticamente il nodo al terreno. I supporti a molla in corrispondenza di gradi di libertà vincolati esternamente non contribuiscono alla rigidezza della struttura.

## 2.1.2 MODALITÀ DI UTILIZZO

Le fasi tipiche di un'analisi a E.F. sono:

1. Definizione di un sistema di unità di misura;
2. Creazione di una mesh che rappresenta il modello;
3. Definizione delle proprietà globali del modello;
4. Definizione delle proprietà dell'elemento della mesh;
5. Applicazione delle condizioni di vincolo;
6. Definizione delle condizioni di carico;
7. Applicazione dei carichi;
8. Definizione delle combinazioni di carico;
9. Calcolo dei risultati;
10. Visualizzazione e controllo dei risultati, per via grafica e tabellare.



### 2.1.3 CAMPO DI IMPIEGO

Il programma viene utilizzato per eseguire analisi elastiche piane e tridimensionali a elementi finiti, impiegando elementi monodimensionali (Frame) e bidimensionali (Shell), nei seguenti casi di analisi:

- Analisi statica
- Analisi dinamica modale
- Analisi dinamica in spettro di risposta

### 2.1.4 AFFIDABILITÀ DEL CODICE DI CALCOLO

L'affidabilità del codice di calcolo è garantita dall'esistenza di un'ampia documentazione di supporto, costituita da un ampio manuale d'uso contenente una vasta serie di test di validazione sia su esempi classici di Scienza delle Costruzioni, sia su strutture particolarmente impegnative e reperibili nella bibliografia specializzata.

La presenza di un modulo grafico per l'introduzione di dati permette la visualizzazione dettagliata degli elementi introdotti. E' possibile inoltre ottenere rappresentazioni grafiche di deformate e sollecitazioni della struttura.

SAP2000 permette di esportare i dati di input e di output in vari formati, tra i quali Excel, per il controllo e la gestione dei tabulati di input e di output tramite fogli di calcolo.

In generale, il modello di calcolo adottato è da ritenersi appropriato se non vengono riscontrate labilità, le reazioni vincolari equilibrano i carichi applicati, la simmetria di carichi e struttura dà origine a sollecitazioni simmetriche.

Il programma prevede una serie di controlli automatici (check) che consentono l'individuazione di errori di modellazione. Al termine dell'analisi un controllo automatico identifica la presenza di spostamenti o rotazioni abnormi. Viene inoltre valutata la qualità della soluzione, in base all'uguaglianza del lavoro esterno e dell'energia di deformazione.

Inoltre, è possibile scegliere il grado di affinamento dell'analisi di elementi complessi utilizzando mesh più dettagliate.

Il confronto fra i risultati ottenuti può essere tipicamente classificato secondo una delle modalità seguenti:

- *Esatto*: non c'è differenza tra i risultati del SAP2000 e i risultati indipendenti;
- *Accettabile*, se la differenza tra i risultati del SAP2000 e i risultati indipendenti non supera i valori seguenti:
  - o 5% per le forze, i momenti e i valori degli spostamenti;
  - o 10% per le azioni interne e i valori delle tensioni;
  - o 25% per valori sperimentali.
- *Non accettabile*, se la differenza tra i risultati del SAP2000 e i risultati indipendenti eccede i valori sopra riportati.



La differenza percentuale tra i risultati è tipicamente calcolata con la formula seguente:

$$\Delta\% = 100 \cdot \left( \frac{\text{Risultati SAP2000}}{\text{Risultati indipendenti}} - 1 \right)$$

## 2.2 VCASLU V.7.6

### 2.2.1 PREMESSA

Il software VcaSLU versione 7.6 del 25-06-2010 è un programma freeware che consente la Verifica di sezioni in Cemento Armato normale e precompresso, soggette a presso-flessione o tenso-flessione retta o deviata sia allo Stato Limite Ultimo che con il Metodo n. Permette inoltre di tracciare il Dominio M-N, il diagramma Momento-Curvatura per la verifica di stabilità con il metodo della Colonna-Modello ed il Dominio Mx-My.

La sezione può essere descritta mediante rettangoli, trapezi, coordinate. E' prevista la sezione circolare, anche cava e la sezione a poligono.

E' inoltre implementato il Progetto della Sezione Rettangolare.

I legami  $\sigma$ - $\epsilon$  dei materiali, adottati per le verifiche allo Stato Limite Ultimo, sono quelli indicati dalle Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 14-01-2008) e dall'Eurocodice 2 (parabola rettangolo per il calcestruzzo e legame elastico-perfettamente plastico per l'acciaio).

I valori dei parametri  $f_{cd}$ ,  $\epsilon_{c2}$ ,  $\epsilon_{cu}$ ,  $f_{yd}$ ,  $\epsilon_{yd}$ , che compaiono nel form, possono essere cambiati.

### 2.2.2 MODALITÀ DI UTILIZZO

L'uso del programma prevede i seguenti passi:

- scelta della normativa (menu normativa).
- scelta dei materiali (menu materiali).
- scelta del tipo di sezione.
- input del titolo.
- input dei dati della sezione.
- input dell'azione assiale di progetto  $N_{Ed}$  (S.L.U.) o di esercizio N (Metodo n).
- input delle azioni flettenti di progetto  $M_{xEd}$  e  $M_{yEd}$  (opzionali per S.L.U., per individuare il punto nel dominio M-N) o di esercizio  $M_x$  e  $M_y$  (metodo n).

Per un confronto fra i risultati dei due metodi si inseriscono azioni di esercizio pari a quelle ultime divise per il coefficiente parziale di sicurezza sulle azioni  $\gamma_Q$  (1,5 per le azioni variabili, 1,3 per le azioni permanenti). Cliccando sulle frecce si ha la conversione automatica.



- input del punto di applicazione dell'azione assiale.
- input dell'angolo di rotazione  $\theta$  dell'asse neutro (S.L.U. e presso-flessione deviata).
- input della lunghezza libera di inflessione (opzionale, per il metodo della Colonna-Modello).
- scelta del tipo di verifica ("S.L.U.+", "S.L.U.-" o metodo n).
- scelta del tipo di flessione (retta o deviata).
- input eventuale dei cavi da precompressione e delle relative tensioni.
- calcolo di  $M_{xRd}$  (S.L.U. e presso-flessione retta),  $M_{xRd}$  e  $M_{yRd}$  (S.L.U. e presso-flessione deviata), dominio M-N (S.L.U. e presso-flessione retta), colonna modello (S.L.U. e presso-flessione retta), dominio  $M_x-M_y$  (S.L.U. e presso-flessione deviata), verifica delle tensioni (Metodo n).

Le caratteristiche dei materiali sono contenute in un file di testo ("VcaSluMateriali.txt") che viene richiamato e può essere aggiornato dal menu "materiali".

Il menu File consente di accedere alle seguenti funzionalità:

- Nuovo: inizializza la form per una nuova sezione.
- Apri: apre un file con i dati di una sezione.
- Salva: salva i dati della sezione senza chiedere conferma di sovrascrittura.
- Salva come... : salva i dati della sezione in un file .slu chiedendo conferma di sovrascrittura.
- Stampa: stampa la form.
- Copia negli appunti: copia la form negli appunti in modo che possa essere incollata ad esempio in un file di word.
- Salva Materiali e Unità in uso: salva i settaggi correnti nel file "VcaSlu.ini"; i settaggi verranno usati nel run successivo.
- Esci: esce dal programma.

I dati della sezione che vengono salvati sono tutti quelli che compaiono nella form, escluso il numero dei rettangolini di discretizzazione, che per default è posto uguale a 100.

Dopo aver introdotto i dati si può visualizzare la sezione cliccando sulla figura schematica; con un doppio click la sezione viene plottata su una piccola form che può essere ingrandita e che contiene il menu File dal quale si può stampare, esportare in dxf o disegnare in Autocad (versione 14 o successive, versione completa, non LT).

Per ulteriori informazioni si rimanda al Tutorial del programma.

### 2.2.3 CAMPO DI IMPIEGO

Il programma viene impiegato per condurre le seguenti verifiche per sezioni rettangolari in c.a.:



- Stato limite ultimo per flessione retta.
- Stato limite ultimo per presso-flessione retta.
- Stato limite delle tensioni in esercizio.

## 2.2.4 AFFIDABILITÀ DEL CODICE DI CALCOLO

L'affidabilità del codice di calcolo è garantita oltre che dalle verifiche sui casi esemplificativi svolti anche dalla presenza di un modulo grafico che consente la visualizzazione degli elementi introdotti e il controllo di massima degli output, oltre che dall'uso diffuso nei principali studi di ingegneria e in ambito universitario.

## 2.3 C.S.E V.5.10

C.S.E. (CONNECTION STUDY ENVIRONMENT) è un software di calcolo strutturale dedicato principalmente al progetto ed alla verifica dei collegamenti (unioni, connessioni, giunzioni) delle strutture in acciaio (capannoni, edifici multipiano, pipe rack, impianti, strutture industriali, tralicci per linee elettriche, ponteggi, scaffalature industriali, cantilever, drive in, porta pallet, capriate, travi reticolari, solai, impianti industriali, ecc.). Esso si avvale di una potente interfaccia grafica e di diversi solutori agli elementi finiti, sia interni che esterni.

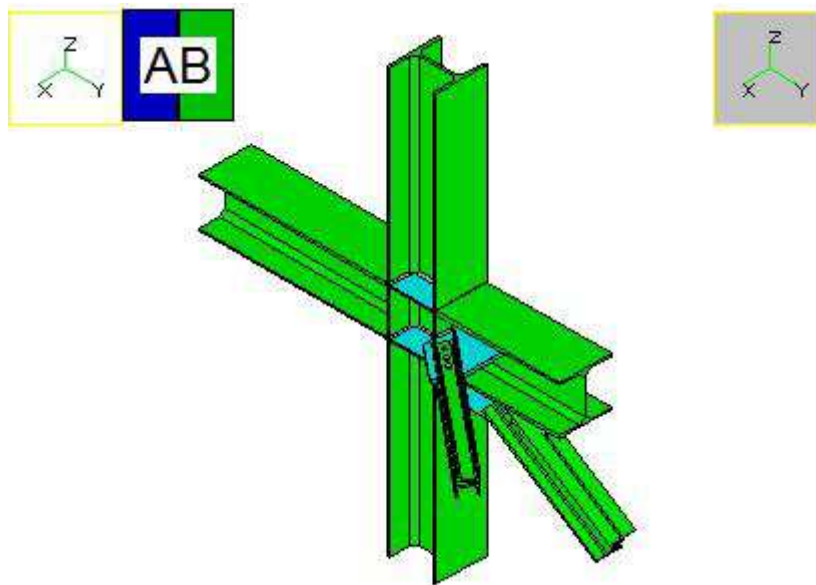
CSE dispone inoltre di una nodoteca di (famiglie di) collegamenti tipici parametrizzati, detti P-Renodi, che possono essere applicati ai nodi pertinenti (circa 170 al Novembre 2011). Assegnando un P-Renodo ad un nodo vuoto questo viene istantaneamente (o interattivamente) costruito. E' possibile registrare nuovi nodi parametrici in modo da creare la propria nodoteca da usare per gli anni a venire.

Con CSE è possibile calcolare strutture complesse con centinaia o migliaia di combinazioni. CSE controlla da solo le compenetrazioni ed esegue da solo tutti i calcoli necessari a trasferire le azioni dagli estremi teorici delle aste ai loro effettivi punti di giunzione. Tutti i momenti di trasporto sono correttamente calcolati in modo automatico.

Con CSE è possibile progettare rapidamente unioni (con cordoni di saldatura o bullonature) di strutture bidimensionali o tridimensionali verificandole con l'eurocodice 3, le norme CNR 10011, le norme indiane IS e le americane AISC.

In particolare ed operativamente il software, essendo interfacciabile con programmi di calcolo agli elementi finiti quali SAP, riceve da quest'ultimo il modello di calcolo utilizzato per l'analisi semplicemente con un comando import/export e processa tutte le combinazioni di calcolo che sono state considerate nel programma SAP e che saranno esplicitate nel corso del presente documento.

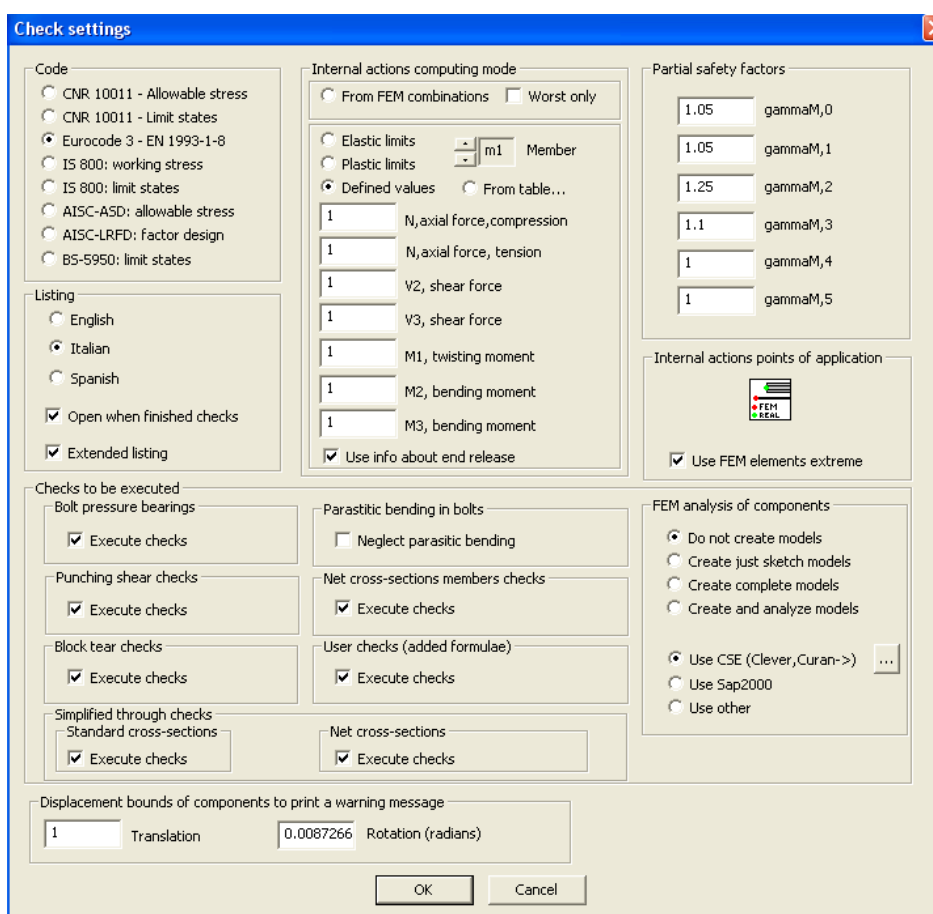
Una volta importato il modello, CSE rigenera la struttura, crea dei nodi tra loro simili per geometria (cosiddetti J-nodes) ed associa loro una label identificativa (es. AB).



Appena eseguito il censimento di tutte le tipologie di nodi riscontrabili nella struttura si passa alla parte del software dedicata alla costruzione del nodo reale (cosiddetti RE-nodes) in cui, o attingendo da biblioteche di nodi già implementati e codificati all'interno del programma o costruendoli a partire da zero, si fornisce una conformazione realistica all'unione che s'intenderebbe verificare, completa di unitori (bulloni e/ saldature), piatti di irrigidimento, tirafondi, ecc.

Una volta terminata la geometria del nodo si esegue la verifica dell'elemento completo dei vari pezzi potendo ricorrere a varie normative (nel ns. caso si è ovviamente adottato l'EC3 utilizzando le appendici italiane dei coefficienti  $\gamma_M$ ). si riporta nella sottostante figura un esempio di parametri di inserimento necessari per l'analisi.





**Check settings**

**Code**

- ☐ CNR 10011 - Allowable stress
- ☐ CNR 10011 - Limit states
- ☒ Eurocode 3 - EN 1993-1-8
- ☐ IS 800: working stress
- ☐ IS 800: limit states
- ☐ AISC-ASD: allowable stress
- ☐ AISC-LRFD: factor design
- ☐ BS-5950: limit states

**Listing**

- ☐ English
- ☒ Italian
- ☐ Spanish
- ☒ Open when finished checks
- ☒ Extended listing

**Internal actions computing mode**

- ☐ From FEM combinations ☐ Worst only
- ☐ Elastic limits
- ☐ Plastic limits
- ☒ Defined values ☐ From table...

**Partial safety factors**

1.05	gammaM,0
1.05	gammaM,1
1.25	gammaM,2
1.1	gammaM,3
1	gammaM,4
1	gammaM,5

**Internal actions points of application**

☒ Use FEM elements extreme

**Checks to be executed**

- Bolt pressure bearings**
  - ☒ Execute checks
- Punching shear checks**
  - ☒ Execute checks
- Block tear checks**
  - ☒ Execute checks
- Simplified through checks**
  - ☒ Execute checks
- Parasitic bending in bolts**
  - ☐ Neglect parasitic bending
- Net cross-sections members checks**
  - ☒ Execute checks
- User checks (added formulae)**
  - ☒ Execute checks
- Net cross-sections**
  - ☒ Execute checks

**FEM analysis of components**

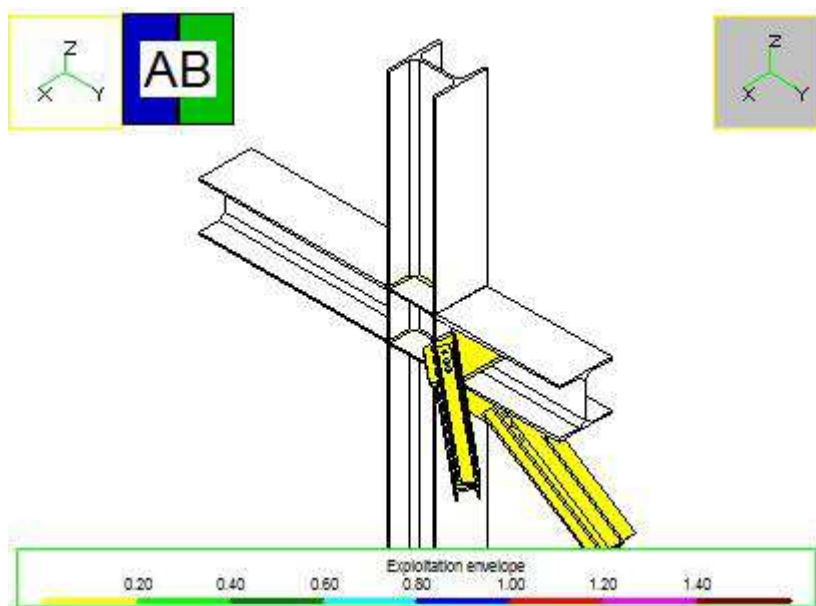
- ☒ Do not create models
- ☐ Create just sketch models
- ☐ Create complete models
- ☐ Create and analyze models
- ☒ Use CSE (Clever, Curran->) ...
- ☐ Use Sap2000
- ☐ Use other

**Displacement bounds of components to print a warning message**

1	Translation	0.0087266	Rotation (radians)
---	-------------	-----------	--------------------

OK Cancel

La parte più intuitiva della restituzione dei risultati avviene tramite mappe di colori con la visualizzazione dei tassi di lavoro dei singoli componenti (unitori, piastre, profili) oppure tramite schermate di avvertimento che segnalano che la verifica non è andata a buon fine. A questo punto si può scegliere di eseguire una mesh dell'unione, sempre all'interno del CSE, per valutare se il non soddisfacimento dei requisiti (tassi di lavoro eccessivi, limiti nella distribuzione dei passi dei bulloni, dimensioni dei cordoni di saldatura) risulta una questione puntuale, figlia di effetti cuspidali, oppure occorre reintervenire nel modello per modificare l'unione in oggetto.



Per maggiore dovizia di particolari e di una quantificazione numerica è altresì possibile consultare gli allegati forniti con il presente documento in cui vengono ricapitolati i principali passi svolti.

Ulteriore documentazione è reperibile al sito web <http://www.castaliaweb.com>.

LICENZA D'USO DEL SOFTWARE: CHIAVE USB N°900011



## 3 REALIZZAZIONE DI NUOVE CELLE AVICUNICOLE

---

### 3.1 DESCRIZIONE

In corrispondenza della parte SUD-EST del Mercato Floricolo/Avicunicolo è in progetto la realizzazione di un fabbricato che completerà la trasformazione di parte del padiglione esistente in Mercato Avicunicolo. Al fine di realizzare un ambiente climatizzato a temperatura costante di -20°C vengono previste delle chiusure laterali ed a soffitto, realizzate con pannelli isolanti in polistirene di spessore 100mm.

Le dimensioni dell'ambiente condizionato che ne deriva sono in pianta circa 10.00x22.00mt; lo sviluppo in altezza avviene su due livelli. La parte più bassa, sottostante alla pensilina esistente, presenta un'altezza utile netta di circa 3.20m, mentre la parte più alta presenta un'altezza utile netta di circa 3.76m. È prevista lungo il fronte d'ingresso una pensilina di circa 3.00m per proteggere dalle intemperie il personale durante le operazioni di carico-scarico.

I pannelli isolanti di soffitto delle celle, laddove non poggiano sugli omonimi pannelli di parete, vengono ancorati da un lato mediante una serie di pendinature e dall'altro attraverso appoggi diretti alla struttura portante in carpenteria metallica. La copertura che consente l'ispezionabilità della stessa per le opere di manutenzione e per il corretto deflusso delle acque meteoriche è realizzata con pannelli sandwich tipo WNP 60+40mm di spessore 5/10mm o equivalenti.

Le pendinature soppraccitate sono in corrispondenza di alcune campate dei telai trasversali che costituiscono la struttura portante e sono costituite da un sistema di morsetti, golfari e tenditori M8 con cavi di acciaio diam. 6 mm e profili metallici di supporto. Supporti equivalenti sono comunque possibili nel rispetto dei carichi di progetto.

La struttura portante, realizzata in carpenteria metallica, è costituita da cinque telai trasversali principali realizzati con profili HEA240 ed assemblati con saldature eseguite in officina e giunti bullonati da serrare in opera, oltre ad un'orditura metallica necessaria a controventare in maniera adeguata la struttura. I profili metallici presenti in copertura e collegati ai telai principali mediante bulloni sono realizzati con profili cavi di sezione quadrata di dimensioni 100x150x4mm interassati



gli uni con gli altri di circa 1500mm oltre alla presenza di controventi accoppiati di piano a "croce di Sant'Andrea" del tipo 2UPN80/15.

Per ulteriori elementi di dettaglio si faccia riferimento agli elaborati grafici di progetto.

Per la realizzazione delle fondazioni e del vespaio aerato si realizza dapprima uno sbancamento generalizzato a quota -0.78/-0.96m da p.c. ; successivamente si realizzano degli approfondimenti con scarpe 1:1 in corrispondenza dei plinti di fondazione fino ad un massimo di -1.70m da p.c. Le fondazioni, su cui poggiano mediante opportune piastre di base metalliche le colonne HEA240, sono del tipo diretto e presentano la forma di due parallelepipedi sovrapposti, la cui parte sottostante presenta le seguenti dimensioni 1.50 x 1.50 x 1.00 m. Tale configurazione rappresenta il giusto compromesso operativo per la realizzazione da un lato di idonei collegamenti alla base delle colonne ispezionabili dall'altro nella ricerca di un piano di sottofondo adeguatamente resistente per poter fondare la struttura. Cautelativamente si sono legati tutti i dadi di fondazione mediante il getto della cappa superiore del vespaio aerato, senza prevedere collegamenti fisici mediante spinottature ma semplicemente inglobando nel getto della cappa la parte superiore del plinto.

### **3.2 CRITERI DI CALCOLO**

La struttura dell'edificio è stata modellata agli elementi finiti come un telaio spaziale in acciaio. Sono stati utilizzati elementi monodimensionali tipo "beam" per discretizzare travi, controventi e colonne.

Tutta la struttura è stata studiata prevedendo i collegamenti ai nodi fra travi e colonne incastrati con saldature a completa penetrazione ad eccezione dei controventi e delle travi secondarie, previsti incernierati (alle flangie già saldate sui nodi in officina e successivamente imbullonati) e giunti a flangia sulle travi dopo circa il primo metro dal nodo per permettere un assemblaggio in situ più rapido ed efficiente e per evitare di saldare in cantiere.

Gli impalcati presenti nel modello di calcolo sono stati modellati come elementi 2d senza rigidità, ma sono utilizzati solo per la distribuzione dei carichi tramite il metodo dei trapezi in quanto sono composti da pannelli sandwich tipo WNP.



A ogni solaio è stato assegnato il corrispondente carico permanente strutturale, permanente non strutturale e accidentale.

La concezione della struttura parte dal considerare affidate alla struttura in acciaio sia l'azione sismica sia le azioni dovute ai carichi permanenti (strutturali e non strutturali) e accidentali, mentre la copertura assolve alla sola funzione di piano di sostegno dei carichi verticali e di distribuzione degli stessi agli elementi strutturali.

Le prestazioni strutturali dell'edificio sono state esaminate in riferimento al D.M. 14/01/2008. Sono stati analizzati i parametri di risposta locale e globale sia per quanto riguarda la resistenza che la deformabilità.

I parametri deformativi calcolati per ciascun livello sono gli spostamenti interpiano ( $d/h$ ) allo SLD, e gli spostamenti globali allo SLV per evitare fenomeni di martellamento. Entrambi sono stati confrontati con i valori ammissibili forniti dalla normativa di riferimento.

L'analisi strutturale sismica è stata eseguita attraverso l'analisi modale con spettro di risposta.

Il sistema sismo-resistente utilizzato è costituito da un insieme di telai trasversali "moment resistant" e da controventi concentrici a diagonale tesa attiva (concentric active diagonal braces) i quali contribuiscono a conferire alla struttura un'elevata rigidezza alle azioni orizzontali. I controventi concentrici sono costituiti da profili UPN accoppiati con sezione variabile tra 80 e 120 mm. Tali sistemi di controventi sono stati appositamente progettati per resistere alle forze orizzontali principalmente attraverso un regime di sforzi assiali e per dissipare l'energia prevalentemente quando le diagonali tese si plasticizzano.

A tale scopo sono state dimensionate le diagonali tese in maniera da precedere il raggiungimento dell'instabilità di quelle compresse.

La presenza delle membrature diagonali dei controventi conferisce alla struttura un'elevata rigidezza elastica per quanto il comportamento ciclico inelastico dei controventi stessi tende al degrado della capacità di dissipazione dell'energia a causa dell'instabilità delle aste diagonali.

In questa fase della progettazione si è preferito l'utilizzo di controventi reticolari concentrici con diagonale tesa attiva, ove le forze orizzontali sono assorbite dalle



sole diagonali tese, che permettesse di trascurare il contributo alla resistenza delle diagonali compresse a vantaggio di sicurezza.

Il fattore di struttura di progetto  $q$  rappresenta la duttilità e la capacità di dissipazione dell'energia della struttura in funzione della semplicità strutturale, dell'uniformità e la simmetria, dell'iperstaticità, della rigidezza e resistenza flessionale secondo le due direzioni ortogonali, della rigidezza e resistenza torsionale, della rigidezza e resistenza dei solai nel piano. Il soddisfacimento di tali requisiti permette di comprendere se la struttura abbia intrinsecamente una resistenza inferiore alla domanda corrispondente ad una risposta elastica, a fronte di una capacità di deformazione anelastica e dissipazione di energia tali da permettere alla struttura di mantenere, anche dopo l'evento sismico, la propria capacità portante pur ammettendo danni negli elementi strutturali e non.

In questo progetto il fattore di struttura è stato scelto in maniera tale che le forze statiche equivalenti che la struttura deve essere in grado di sopportare siano ridotte di poco possibile per demandare il meno possibile alla duttilità dei singoli blocchi la capacità di dissipare l'energia sismica e richiedere il meno possibile un comportamento anelastico ai vari componenti strutturali.

Tali considerazioni iniziali tengono in conto principalmente i problemi legati alla difficile ridistribuzione omogenea delle rigidezze che hanno reso difficile lo studio di adeguate e sagaci zone dissipative per una corretta dissipazione isterica dell'energia sismica. A fronte di tutto ciò, per l'edificio in esame data anche l'assenza di orizzontamenti tali da poter essere considerati piani infinitamente rigidi e per la tipologia strutturale adottata si è scelto di considerare l'intera struttura non dissipativa, con un fattore di struttura  $q$  pari a 1 come definito al § 7.3.1 delle NTC.

La modellazione strutturale e il relativo calcolo sono stati compiuti sulla base delle precedenti considerazioni svolgendo in sede successiva delle verifiche locali di validazione per quanto riguarda singoli elementi strutturali.

Si rimanda pertanto ai tabulati di calcolo in allegato e alle verifiche locali dei singoli elementi.



### 3.3 MATERIALI IMPIEGATI

#### 3.3.1 CALCESTRUZZO

$$\gamma = 25 \text{ kN/m}^3 \quad [\text{peso di volume}]$$

$$\alpha = 10 \times 10^{-6} \text{ }^{\circ}\text{C}^{-1} \quad [\text{coefficiente di espansione termica lineare}]$$

$$\nu = 0.20 \quad [\text{coefficiente di Poisson}]$$

Calcestruzzo per la realizzazione delle fondazioni e delle cappe del vespaio: C 28/35;

cui corrispondono allo SLU le seguenti tensioni massime:

$$f_{ck} = 28 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 15.87 \text{ MPa}$$

$$f_{ctm} = 0.30 f_{ck}^{2/3} = 2.77 \text{ MPa}$$

$$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 0.70 f_{ctm} / \gamma_c = 1.29 \text{ MPa}$$

cui corrispondono allo SLE le seguenti tensioni massime:

$$\sigma_c = 0.60 f_{ck} = 16.80 \text{ MPa} \quad \text{combinazione rara}$$

$$\sigma_c = 0.45 f_{ck} = 12.60 \text{ MPa} \quad \text{combinazione quasi permanente}$$

$$E_c = 22000 [f_{cm} / 10]^{0.3} = 22000 [(f_{ck} + 8) / 10]^{0.3} = 32308 \text{ MPa}$$

Condizioni ambientali :

Si riassumono in Figura 1.1, per le singole parti di struttura, le diverse classi di esposizione.

## CALCESTRUZZI

A PRESTAZIONE GARANTITA SECONDO UNI 11104:2004 (UNI EN 206-1)

MAGRONE	Classe resistenza a compressione	: C16/20
	Classe esposizione	: X0
	Cemento (UNI EN 197-1)	: CEM II
FONDAZIONI, CORDOLI	Classe resistenza a compressione	: C28/35
	Classe esposizione	: XC2, XD1
	Dim. max nominale aggregato	: 25 mm
	Classe contenuto in cloruro	: 0.2
	Classe consistenza	: S4
	Cemento (UNI EN 197-1)	: CEM III, CEM IV

Figura 1.1– Caratteristiche dei calcestruzzi utilizzati

### Copriferro netto :

Il copriferro, è “la distanza tra la superficie esterna dell’armatura (inclusi staffe, collegamenti e rinforzi superficiali, se presenti) più prossima alla superficie del calcestruzzo e la superficie stessa del calcestruzzo”.

Il copriferro nominale è definito come :  $c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev}$  ed è in relazione alla classe strutturale dell’opera. Per i diversi elementi strutturali è riportato in Figura 1.2.

## COPRIFERRO NOMINALE (D.M. 14-01-2008)

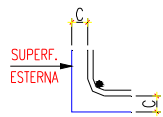
Elemento		$C = c_{min} + \Delta c_{dev}$
Fondazioni	$c_{nom} = 50 \text{ mm}$	
		$\Delta c_{dev} = 1 \text{ cm}$

Figura 1.2– Copriferri netti utilizzati

### 3.3.2 ACCIAIO

$\gamma = 78.5 \text{ kN/m}^3$  [peso di volume]

$\alpha = 12 \times 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$  [coefficiente di espansione termica lineare]





$$\nu = 0.30$$

[coefficiente di Poisson]

Acciaio di armatura delle opere in c.a. : B 450 C controllato in stabilimento

cui corrispondono allo SLU le seguenti tensioni massime:

$$f_{yk} = 450 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391.3 \text{ MPa}$$

$$\tau_{yd} = f_{yd} / \sqrt{3} = 225.9 \text{ MPa}$$

cui corrispondono allo SLE le seguenti massime:

$$\sigma_s = 0.80 f_{yk} = 360 \text{ MPa} \quad \text{combinazione rara}$$

$$E_s = 210000 \text{ MPa}$$

Carpenteria metallica : (per maggiori informazioni si veda l'elaborato YA-0283)

Profilati e piastre : S 275

Bulloneria classe 8.8

$$E_s = 210000 \text{ MPa}$$

### 3.4 MODELLO DI CALCOLO

Di seguito è riportato il modello di calcolo adottato nell'analisi ponendo in evidenza con colori differenti i diversi profili metallici concorrenti nel formare la struttura. Nell'allegato sono riportate le tabella con specificate le proprietà geometriche dei singoli profili utilizzati, i nodi di definizione di ogni singola asta, il materiale, la lunghezza, l'angolo di rotazione della sezione e il tipo di barra in funzione del tipo di verifica.

Il modello ad EF utilizzato prevede al piede vincoli di incastro in entrambe le direzioni anche in caso di struttura pendolare con controventi di parete.

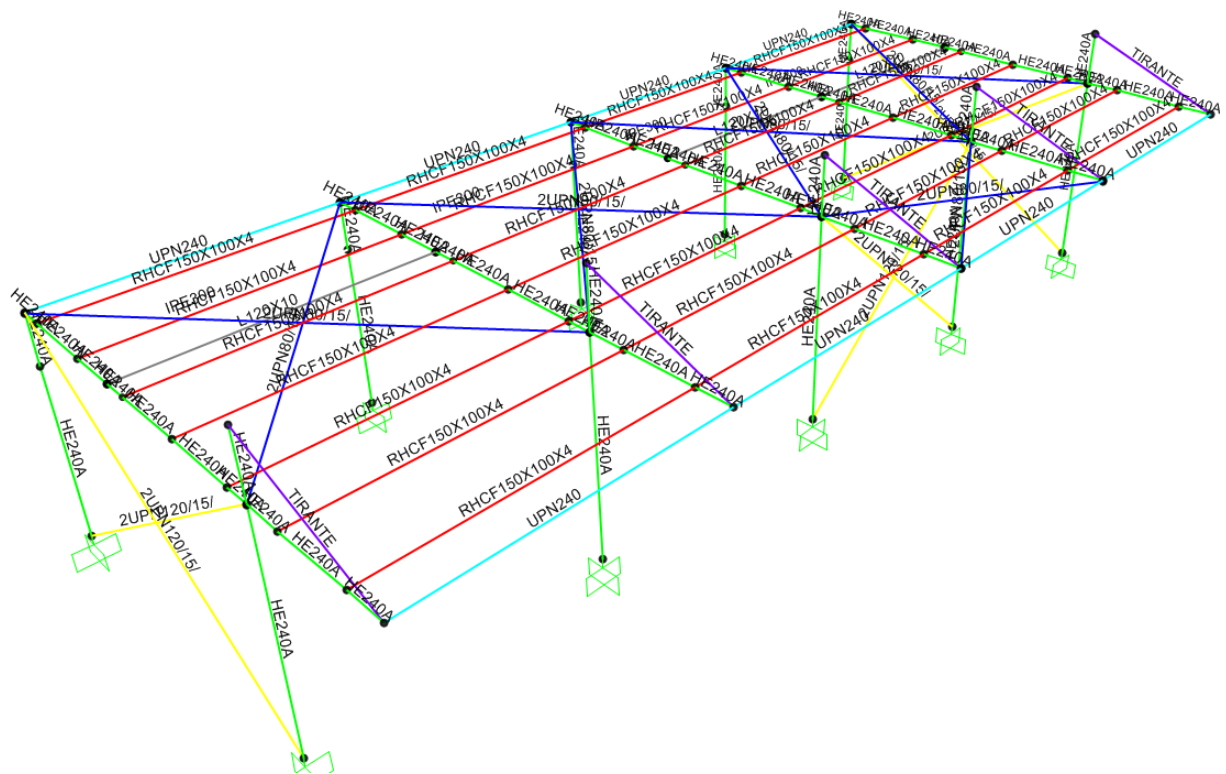


Figura 1.3– Modello FEM della struttura con i profili metallici utilizzati

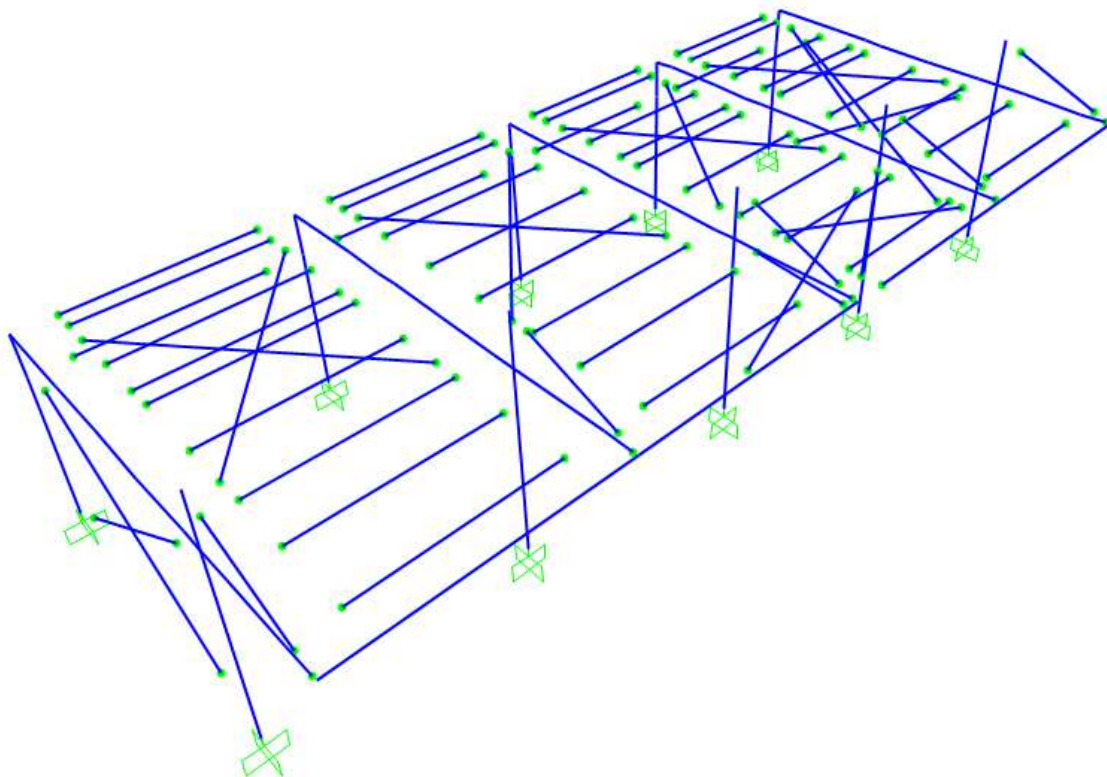


Figura 1.4– Modello FEM della struttura con svincoli (cerniere evidenziate in verde)

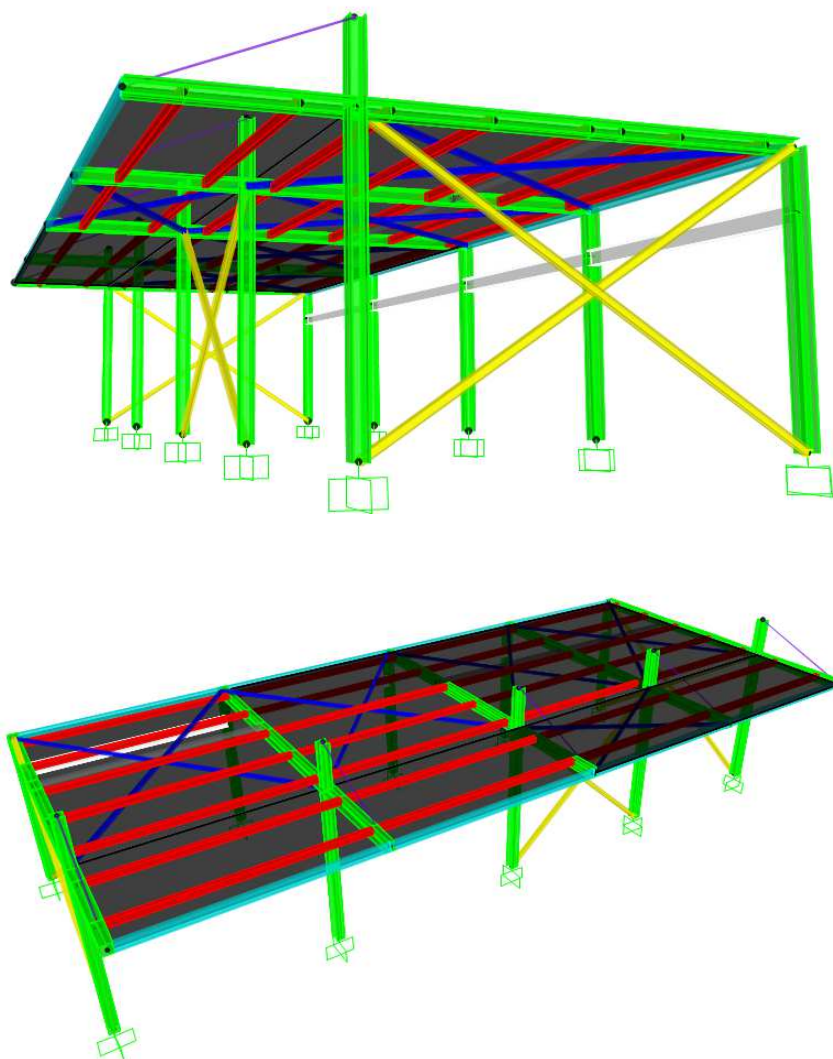


Figura 1.5– Rendering del modello FEM della struttura

## 3.5 ANALISI DEI CARICHI

### 3.5.1 PESO PROPRIO

Durante l'utilizzo del codice di calcolo il software provvederà in automatico al calcolo dei carichi dovuti al peso proprio (**G1**) degli elementi strutturali quali travi e colonne in acciaio. Cautelativamente si è assunto un incremento pari al 20% per considerare il peso di tutte le giunzioni.

### 3.5.2 PESO PERMANENTE NON STRUTTURALE

- *Peso della copertura (G2)*: Il pacchetto di copertura praticabile è realizzato mediante pannelli coibentati autoportanti (tipo WNP 60+40mm di spessore 5/10mm o equivalenti) il cui peso da catalogo è pari a **0,107 kN/m<sup>2</sup>**. L'orditura del pannello è ortogonale ai profili longitudinali quadri;
- *Peso dei pannelli della cella (G3)*: pannelli coibentati di spessore 100 mm il cui peso da catalogo è pari a **0,112 kN/m<sup>2</sup>**. Questo valore dev'essere moltiplicato per le opportune aree di competenza per attribuirlo alla trave di appoggio IPE300 ed al profilo L120:
  - IPE300  $\Rightarrow 0.112 \text{ kPa} \times (3.30\text{m}/2 + 0.70\text{m} + 7.00\text{m}/4) = 0.46 \text{ kN/m}$ ;
  - L120  $\Rightarrow 0.112 \text{ kPa} \times 7.00\text{m}/2 \approx 0.40 \text{ kN/m}$ ;
- *Peso pavimentazione*: cautelativamente il “pacchetto” del pavimento realizzato con iglù viene stimato  $25 \text{ kN/mc} \times 0.30\text{m} = \mathbf{7.5 \text{ kN/m}^2}$ .

Di seguito si riportano esemplificativamente delle immagini di vari blocchi con applicati tutti i pesi permanenti non strutturali.

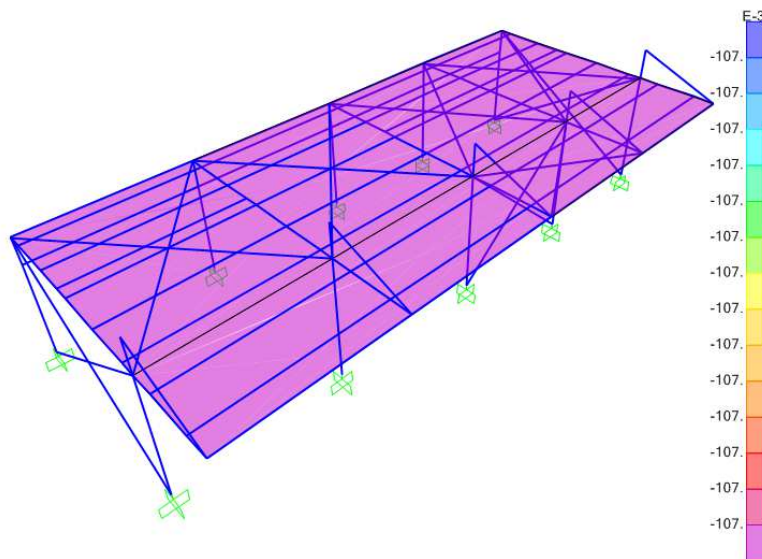


Figura 1.6– Carico G2

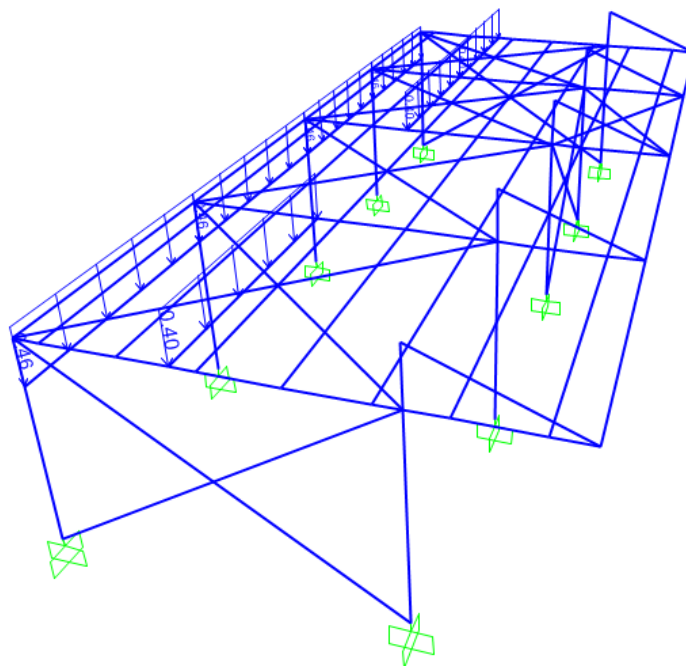


Figura 1.7– Carico G3

### 3.5.3 CARICHI VARIABILI ANTROPICI

Per quanto riguarda l'attribuzione dei carichi variabili si è considerato cautelativamente quale carico di manutenzione quello equivalente al carico da neve, considerandolo con la giusta aliquota nei carichi sismici.

- *Variabile sulla pavimentazione:* cautelativamente si è considerato un carico uniformemente distribuito pari a **5 kN/m<sup>2</sup>**.

### 3.5.4 CARICO NEVE

Per il calcolo del carico relativo alla neve (**Q1**) sono stati presi in considerazione i seguenti parametri, così come indicato al §3.4 del DM 14.01.08.

Quota sul livello del mare	⇒	$a_s = 143,00 \text{ m}$	$a_s < 200 \text{ m}$
Carico neve al suolo (zona II)	⇒	$q_{sk} = 1,50 \text{ kN/m}^2$	
Coefficiente di forma	⇒	$\mu_1 = 0.8$	$(0^\circ < \alpha < 30^\circ)$
Coefficiente di esposizione	⇒	$C_E = 1,0$	
Coefficiente termico	⇒	$C_t = 1,0$	
Carico neve sulla copertura	⇒	$q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t = 120 \text{ kg/mq}$	

Nel calcolo della struttura si considera:  $q_{neve} = 1,20 \text{ kN/m}^2$

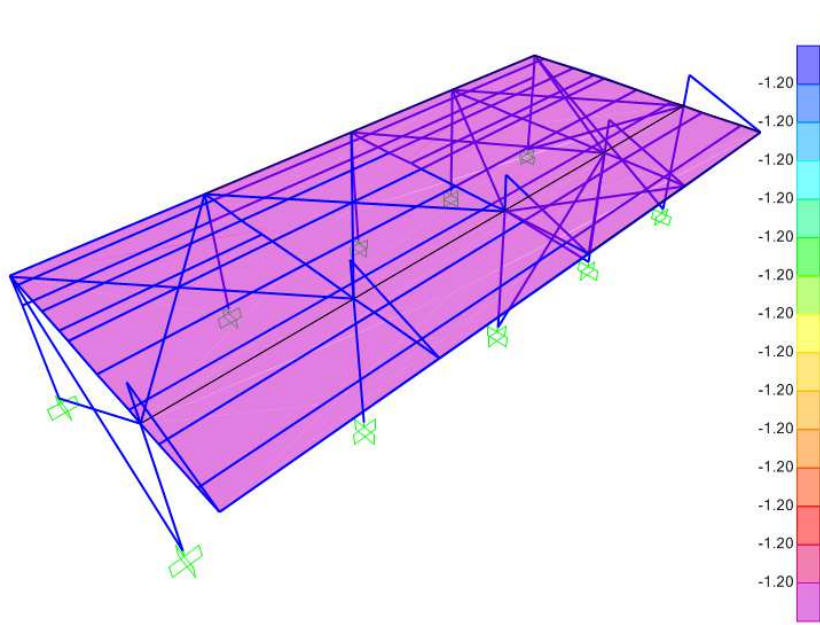


Figura 1.8 – Carico Q1

### 3.5.5 CARICO VENTO

L'azione del vento è riferita ad un periodo di ritorno di 50 anni.

Le azioni del vento sono state determinate in conformità al §3.3 del DM 14.01.08 e della Circolare del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 2 febbraio 2009 n. 617.

Si precisa che tali azioni hanno valenza rilevante in caso di strutture di elevata snellezza e con determinate caratteristiche tipologiche come ad esempio le strutture in acciaio.

La zona relativa al territorio in oggetto Milano è definita come Zona I.

Dalla Tabella 3.3.I delle NTC - D.M. 14.01.2008, si ricavano i seguenti parametri:

$$\text{Quota sul livello del mare} \Rightarrow a_s \approx 113,00 \text{ m} \quad a_s < a_0 = 1000 \text{ m}$$

$$\text{Velocità di riferimento} \Rightarrow v_b (T_R = 50 \text{ anni}) = v_{b0} = 25 \text{ m/s}$$

$$\text{Pressione cinetica di riferimento} \Rightarrow q_b = 0,5 \cdot \rho \cdot v_b^2 = 0,391 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Pressione del vento} \Rightarrow p = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$$





dove :

$c_d$  coefficiente dinamico, pari a 1

$c_p$  coefficiente di forma

$c_e$  coefficiente di esposizione

Categoria di esposizione  $\Rightarrow$  IV

Classe di rugosità  $\Rightarrow$  B

$$k_r = 0.22$$

$$z_0 = 0.30 \text{ m}$$

$$z_{\min} = 8 \text{ m}$$

$$z = 6.00 \text{ m}$$

Il valore finale coefficiente di esposizione utilizzato è pari a:

$$C_e = 1.634 \quad z < z_{\min}$$

**Qw\_Y** = per il vento in *direzione trasversale* si sono considerati due scenari, in riferimento al § C.3.3.10.3.1 – due spioventi piani con impluvio -ipotizzando cautelativamente una pendenza dell copertura pari al 15% ( $\alpha \approx 8^\circ$ ):

$$\text{sbalzo} \Rightarrow c_{pe} = \pm 0.80 (1 + \sin \alpha) = \pm 0.92$$

$$\text{campata} \Rightarrow c_{pe} = -0.6$$

Si considera cautelativamente anche un coefficiente interno di pressione di  $c_{pi} = \pm 0.20$

Pertanto cautelativamente si delineano i due scenari di progetto:

#### caso Q2\_A

$$\text{sbalzo} \Rightarrow c_p = + 1.12$$

$$\text{campata} \Rightarrow c_{pe} = -0.4$$

$$p_{\text{sbalzo}} = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d = 0.391 \text{ kPa} \times 1.634 \times 1.12 \times 1 = 0.7156 \text{ kPa}$$

$$p_{\text{campata}} = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d = 0.391 \text{ kPa} \times 1.634 \times (-0.40) \times 1 = -0.256 \text{ kPa}$$

### caso Q2\_B

$$\text{sbalzo} \Rightarrow c_p = -1.12$$

$$\text{campata} \Rightarrow c_{pe} = -0.8$$

$$p_{\text{sbalzo}} = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d = 0.391 \text{ kPa} \times 1.634 \times (-1.12) \times 1 = -0.7156 \text{ kPa}$$

$$p_{\text{campata}} = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d = 0.391 \text{ kPa} \times 1.634 \times (-0.80) \times 1 = -0.511 \text{ kPa}$$

**Qw\_X** = si trascura il vento in *direzione longitudinale* in quanto il vento radente agente in copertura è trascurabile:

$$p_f = q_b \cdot c_e \cdot c_f = 0,391 \text{ kN/m}^2 \times 1.634 \times 0.01 = 0.0066 \text{ kN/m}^2$$

Nelle immagini sottostanti si riportano per comodità i coefficienti  $c_p$  sulla copertura fittizia. Successivamente verranno moltiplicati per gli opportuni carichi per ottenere le pressioni “p” sopra riportate.

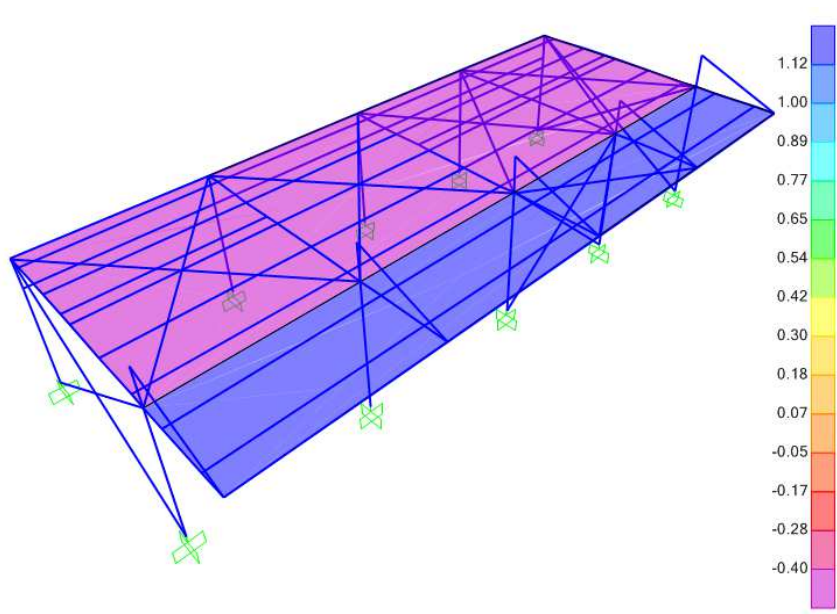


Figura 1.9 – Carico Q2\_A



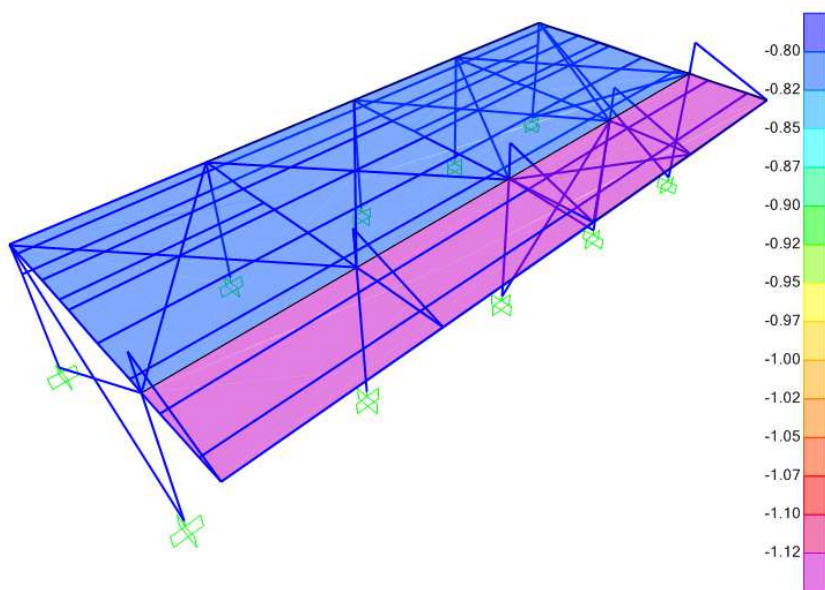


Figura 1.10 – Carico Q2\_B



### 3.5.6 CARICO TERMICO

Variazioni giornaliere e stagionali della temperatura esterna, irraggiamento solare e convezione comportano variazioni della distribuzione di temperatura nei singoli elementi strutturali.

La severità delle azioni termiche è in generale influenzata da più fattori, quali le condizioni climatiche del sito, l'esposizione, la massa complessiva della struttura, lo sfasamento termico della stessa e la eventuale presenza di elementi non strutturali isolanti.

Le temperature dell'aria esterna (§ 3.5.2), dell'aria interna (§ 3.5.3) e la distribuzione della temperatura negli elementi strutturali (§ 3.5.4) viene assunta in conformità ai dettami delle NTC 2008.

Trattandosi di strutture metalliche la differenza di temperatura considerata per le distorsioni termiche è di  $\pm 15$  °C per le strutture protette e di  $\pm 25$  °C per le strutture esposte; in particolare si considerano strutture esposte:

- tutti i pilastri esterni;
- le travi di sbalzo, di controvento di parete, i pendini,

Si considerano sottoposte a temperatura cautelativamente anche i pilastri interni alle celle, benché sia previsto un rivestimento termico protettivo.

Si considerano quattro scenari possibili:

#### caso T1

- T1 (esposte) = +25°C
- T2 (protette) = +15°C
- T3 (celle) = +15°C

#### caso T2

- T1 (esposte) = -25°C
- T2 (protette) = -15°C
- T3 (celle) = -15°C

#### caso T3

- T1 (esposte) = +25°C
- T2 (protette) = +15°C
- T3 (celle) = -20°C

caso T4

- T1 (esposte) = -25°C
- T2 (protette) = -15°C
- T3 (celle) = -20°C

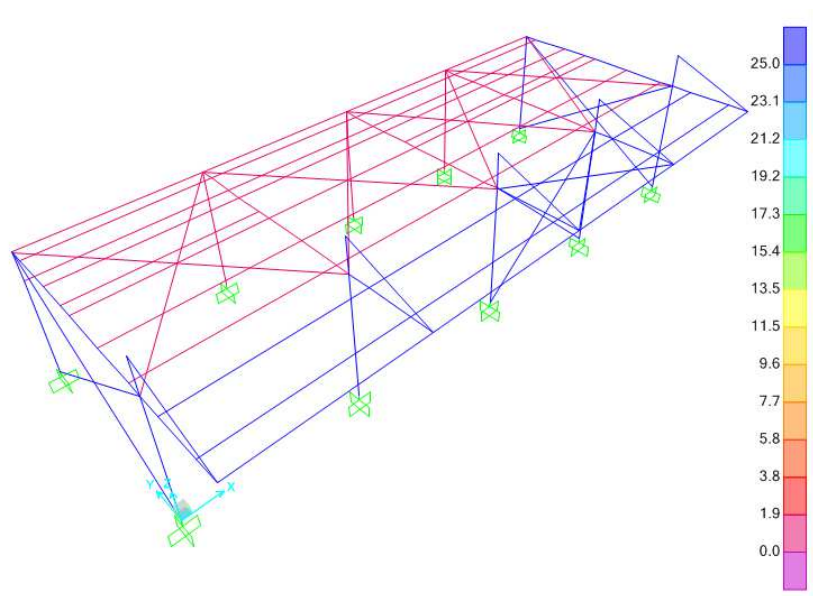


Figura 1.11 – Carico T1

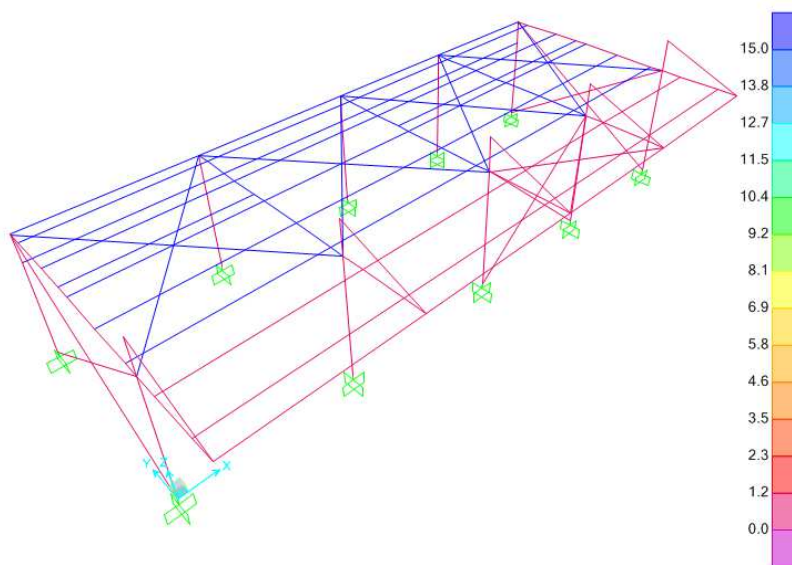


Figura 1.12 – Carico T2

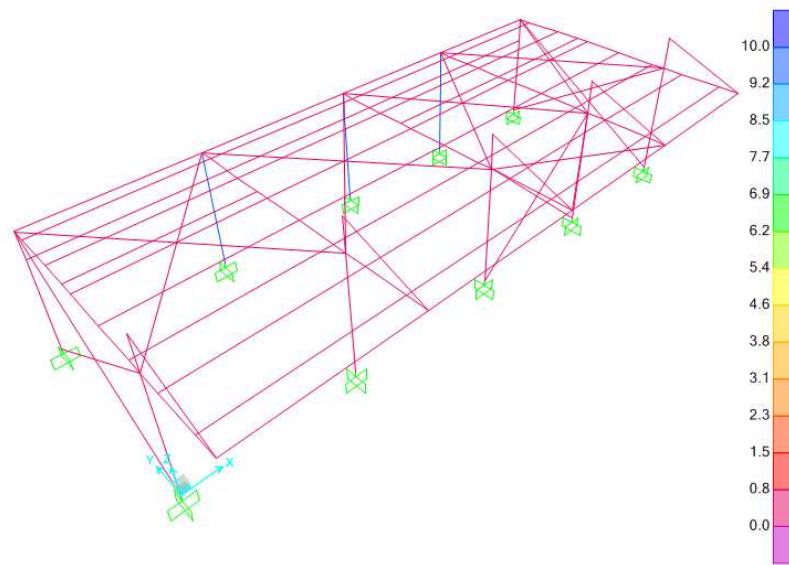


Figura 1.13 – Carico T3 (parametrico 10°C)



### 3.5.7 AZIONE SISMICA

Il D.M. 14/01/2008 abbraccia totalmente il metodo del “performance-based design”, e prevede quindi diversi stati limite ai quali riferirsi:

Gli *stati limite di esercizio* sono:

- *Stato Limite di Operatività (SLO)*: a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;
- *Stato Limite di Danno (SLD)*: a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidezza nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

Gli *stati limite ultimi* sono:

- *Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV)*: a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidezza per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;
- *Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC)*: a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

La tabella 7.1.I della Circolare del 02 Febbraio 2009 definisce le verifiche di sicurezza da effettuare per la costruzione in esame:

- SLD - Verifiche di spostamenti,
- SLV - Verifiche di resistenza.

L'azione sismica è stata calcolata in automatico dal programma una volta inseriti i parametri utili per definire lo spettro di risposta elastico. Il calcolo strutturale, condotto con analisi sismica dinamica, è stato svolto con i seguenti parametri:

### 3.5.7.1 SPETTRI SISMICI

#### Dati di progetto:

Vita nominale  $V_N$  : 50 anni

Classe d'uso : II  $C_u = 1.000$

#### 3.5.7.1.1 Spettri sismici SLD - direzioni orizzontali X e Y

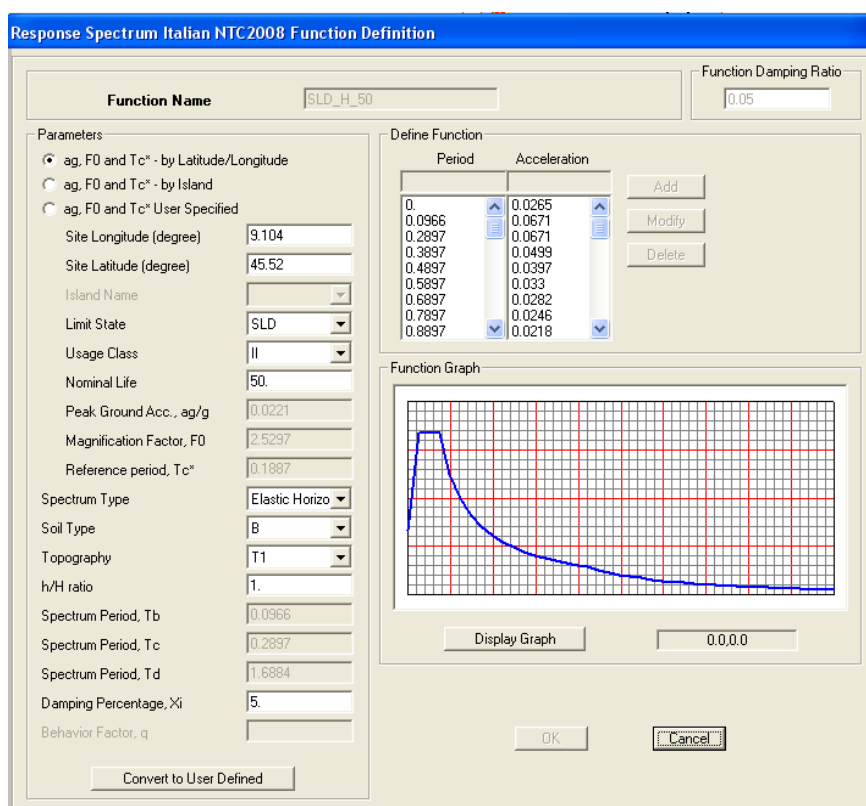


Figura 1.14 – Sisma di Progetto – SLD orizzontale



### 3.5.7.1.1.2 Spettri sismici SLD - direzione verticale Z

**Response Spectrum Italian NTC2008 Function Definition**

Function Name:  Function Damping Ratio:

**Parameters**

☒ ag, F0 and Tc\* - by Latitude/Longitude  
☐ ag, F0 and Tc\* - by Island  
☐ ag, F0 and Tc\* User Specified

Site Longitude (degree):   
 Site Latitude (degree):   
 Island Name:   
 Limit State:   
 Usage Class:   
 Nominal Life:   
 Peak Ground Acc., ag/g:   
 Magnification Factor, F0:   
 Reference period, Tc\*:   
 Spectrum Type:   
 Soil Type:   
 Topography:   
 h/H ratio:   
 Spectrum Period, Tb:   
 Spectrum Period, Tc:   
 Spectrum Period, Td:   
 Damping Percentage,  $\xi$ :   
 Behavior Factor, q:

**Define Function**

Period	Acceleration
0.	4.435E-03
0.05	0.0112
0.15	0.0112
0.25	6.732E-03
0.35	4.809E-03
0.45	3.740E-03
0.55	3.060E-03
0.65	2.589E-03
0.75	2.244E-03

**Function Graph**

Figura 1.15 – Sisma di Progetto – SLD verticale

### 3.5.7.1.1.3 Spettri sismici SLV - direzioni orizzontali X e Y

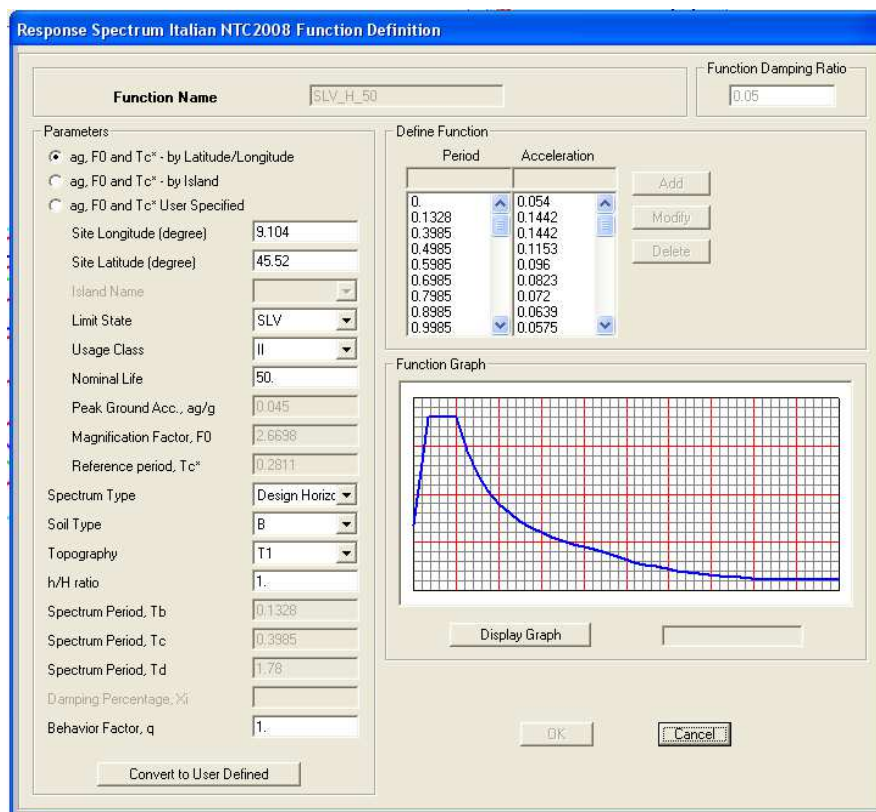


Figura 1.16 – Sisma di Progetto – SLV orizzontale

#### 3.5.7.1.1.4 Spettri sismici SLV - direzione verticale Z



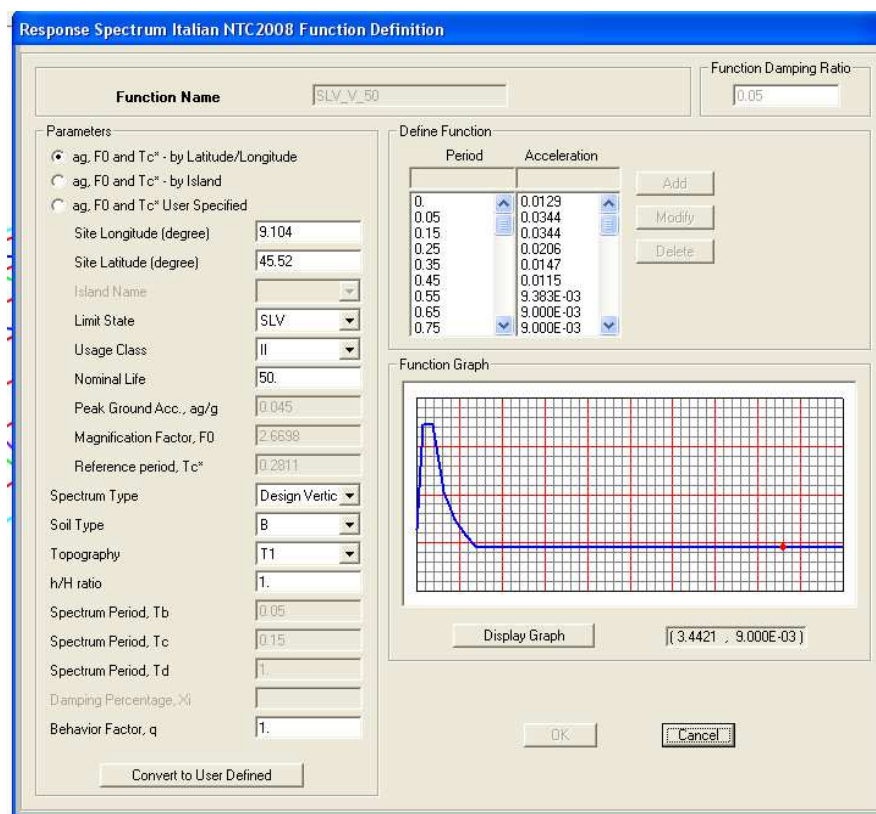


Figura 1.17 – Sisma di Progetto – SLV verticale

### 3.5.7.2 MASSE ASSOCIATE ALLE ANALISI DINAMICHE

Si riportano le masse, associate ai carichi presenti sulla struttura, pesate con gli opportuni coefficienti di normativa che sono necessarie per definire correttamente l'analisi modale e spettrale della struttura.

MassFrom	LoadPat	Multiplier
Loads	G1	1.000000
Loads	G2	1.000000
Loads	G3	1.000000
Loads	Q1	0.200000

Tabella 1.1 – Masse associate alla struttura

### 3.5.8 ANALISI DI BUCKLING

Si è condotta, secondo quanto stabilito al paragrafo 4.2.3.4 del D.M. 14/01/2008 e capitoli relativi della circolare attuativa, una verifica di buckling per valutare gli effetti delle deformazioni. Dalle analisi si evince (trascuriamo di riportare in seguito le tabelle per brevità) che tutti i corpi presentano il minimo moltiplicatore



che induce all'instabilità globale dell'intero edificio superiore al valore limite fissato da normativa che per il caso specifico è fissato a 10 in quanto trattasi di analisi elastiche (moltiplicatore minimo registrato = 122.24058).

Case	LoadName	LoadSF
BUCK1	Q1	1.000000
BUCK1	G1	1.000000
BUCK1	G2	1.000000
BUCK1	G3	1.000000

Tabella 1.2 – Condizioni di Buckling

### 3.6 CONDIZIONI DI CARICO ELEMENTARI

Di seguito si riportano le Condizioni Elementari di Calcolo definite dai carichi analizzati nel paragrafo precedente.

LoadPat	DesignType	SelfWtMult	Notes
G1	DEAD	1.200000	Peso proprio
G2	SUPER DEAD	0.000000	Peso copertura
G3	SUPER DEAD	0.000000	Peso celle
Q1	SNOW	0.000000	Neve
Q2_A	WIND	0.000000	VENTO TRASVERSALE CONDIZIONE A
Q2_B	WIND	0.000000	VENTO TRASVERSALE CONDIZIONE B
T1	TEMPERATURE	0.000000	T=+25°C
T2	TEMPERATURE	0.000000	T=+15°C
T3	TEMPERATURE	0.000000	T=+10°C (parametrico)

Tabella 1.3 – Condizioni elementari di calcolo

### 3.7 COMBINAZIONE DELLE CONDIZIONI DI CARICO ELEMENTARI

Il progetto e la verifica di tutti gli elementi strutturali sono stati operati mediante il Metodo Semiprobabilistico agli Stati Limite. Si distinguono varie situazioni limite, completamente differenti, denominati stato limite ultimo (SLU), stato limite di esercizio (SLE), stato limite di danno (SLD) e stato limite di salvaguardia della vita (SLV); questi ultimi due sono da riferirsi ai casi sismici. Lo stato limite ultimo corrisponde al valore estremo della capacità portante o forme di cedimento strutturale che possono mettere in pericolo la sicurezza delle persone. Lo stato limite di esercizio è uno stato di là dal quale non risultano più soddisfatti i requisiti di esercizio prescritti e comprende tutte le situazioni che comportano un rapido deterioramento della struttura (tensioni di compressione eccessive o fessurazioni del calcestruzzo) o la perdita di funzionalità (deformazioni e vibrazioni eccessive).



Per la verifica è stata eseguita un'analisi strutturale di tipo elastico lineare. Con lo stato limite di danno s'intende verificare che la costruzione nel suo complesso, a seguito del terremoto, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e rigidità nei confronti delle azioni verticali e orizzontali. Con lo stato limite di salvaguardia della vita si intende verificare che la struttura, a seguito del terremoto, pur subendo significativi danni dei componenti strutturali a cui si associa una perdita di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali, conservi una parte della resistenza e della rigidità nei confronti delle azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali.

Le combinazioni delle condizioni di carico sono generate in accordo al paragrafo 2.5.3 del DM 14/01/2008 per i diversi stati limite.

### 2.5.3 COMBINAZIONI DELLE AZIONI

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

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

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.1)$$

- Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche alle tensioni ammissibili di cui al § 2.7:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.2)$$

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

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.3)$$

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

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.4)$$

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E (v. § 3.2):

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad (2.5.5)$$

- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto  $A_d$  (v. § 3.6):

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad (2.5.6)$$

Nelle combinazioni per SLE, si intende che vengono omessi i carichi  $Q_{ki}$  che danno un contributo



Altre combinazioni sono da considerare in funzione di specifici aspetti (p. es. fatica, ecc.).

Nelle formule sopra riportate il simbolo + vuol dire *combinato con*.

I valori dei coefficienti parziali di sicurezza  $\gamma_{Gi}$  e  $\gamma_{Qi}$  sono dati in § 2.6.1, Tab. 2.6.I

Tabella 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria/Azione variabile	$\Psi_{0i}$	$\Psi_{1i}$	$\Psi_{2i}$
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 Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso $\leq 30$ kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso $> 30$ kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota $\leq 1000$ 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

Di seguito si riportano le Combinazioni di Calcolo utilizzate per l'analisi e la verifica della struttura. Per tutti i blocchi sono state assunte le medesime, per quanto pertinenti.

ComboName	ComboType	CaseType	CaseName	ScaleFactor
SLE_C1	Linear Add	Linear Static	G1	1.000000
SLE_C1		Linear Static	G2	1.000000
SLE_C1		Linear Static	G3	1.000000
SLE_C2	Linear Add	Response Combo	SLE_C1	1.000000
SLE_C2		Linear Static	Q1	1.000000
SLE_C2		Linear Static	Q2_B	0.600000
SLE_C3	Linear Add	Response Combo	SLE_C1	1.000000
SLE_C3		Linear Static	Q1	0.500000
SLE_C3		Linear Static	Q2_B	1.000000
SISMA_SLV_X	Linear Add	Response Spectrum	Sisma SLV x	1.000000
SISMA_SLV_X		Response Spectrum	Sisma SLV y	0.300000
SISMA_SLV_X		Response Spectrum	Sisma SLV z	0.300000
SISMA_SLV_Y	Linear Add	Response Spectrum	Sisma SLV x	0.300000
SISMA_SLV_Y		Response Spectrum	Sisma SLV y	1.000000
SISMA_SLV_Y		Response Spectrum	Sisma SLV z	0.300000
SISMA_SLD_X	Linear Add	Response Spectrum	Sisma SLD x	1.000000
SISMA_SLD_X		Response Spectrum	Sisma SLD y	0.300000
SISMA_SLD_X		Response Spectrum	Sisma SLD z	0.300000
SISMA_SLD_Y	Linear Add	Response Spectrum	Sisma SLD x	0.300000
SISMA_SLD_Y		Response Spectrum	Sisma SLD y	1.000000
SISMA_SLD_Y		Response Spectrum	Sisma SLD z	0.300000
E_SLV_X	Linear Add	Response Combo	SISMA_SLV_X	1.000000
E_SLV_X		Linear Static	G1	1.000000
E_SLV_X		Linear Static	G2	1.000000
E_SLV_X		Linear Static	G3	1.000000
E_SLV_X		Linear Static	Q1	0.200000



ComboName	ComboType	CaseType	CaseName	ScaleFactor
E_SLD_X	Linear Add	Response Combo	SISMA_SLD_X	1.000000
E_SLD_X		Linear Static	G1	1.000000
E_SLD_X		Linear Static	G2	1.000000
E_SLD_X		Linear Static	G3	1.000000
E_SLD_X		Linear Static	Q1	0.200000
E_SLV_Y	Linear Add	Response Combo	SISMA_SLV_Y	1.000000
E_SLV_Y		Linear Static	G1	1.000000
E_SLV_Y		Linear Static	G2	1.000000
E_SLV_Y		Linear Static	G3	1.000000
E_SLV_Y		Linear Static	Q1	0.200000
E_SLD_Y	Linear Add	Response Combo	SISMA_SLD_Y	1.000000
E_SLD_Y		Linear Static	G1	1.000000
E_SLD_Y		Linear Static	G2	1.000000
E_SLD_Y		Linear Static	G3	1.000000
E_SLD_Y		Linear Static	Q1	0.200000
TEMP1	Linear Add	NonLin Static	TEMP1-NL	1.000000
TEMP2	Linear Add	NonLin Static	TEMP2-NL	1.000000
TEMP3	Linear Add	NonLin Static	TEMP3-NL	1.000000
TEMP4	Linear Add	NonLin Static	TEMP4-NL	1.000000
TEMP	Envelope	Response Combo	TEMP1	1.000000
TEMP		Response Combo	TEMP2	1.000000
TEMP		Response Combo	TEMP3	1.000000
TEMP		Response Combo	TEMP4	1.000000
SLEC4NL	Linear Add	NonLin Static	SLE_C4-NL	1.000000
SLE	Envelope	Response Combo	SLE_C1	1.000000
SLE		Response Combo	SLE_C2	1.000000
SLE		Response Combo	SLE_C3	1.000000
SLE		Response Combo	SLEC4NL	1.000000
SLE		Response Combo	E_SLD_X	1.000000
SLE		Response Combo	E_SLD_Y	1.000000
STR_C1	Linear Add	Linear Static	G1	1.300000
STR_C1		Linear Static	G2	1.300000
STR_C1		Linear Static	G3	1.300000
STR_C2	Linear Add	Response Combo	STR_C1	1.000000
STR_C2		Linear Static	Q1	1.500000
STR_C2		Linear Static	Q2_B	0.900000
STR_C3	Linear Add	Response Combo	STR_C1	1.000000
STR_C3		Linear Static	Q1	0.750000
STR_C3		Linear Static	Q2_B	1.500000
GEO_C1	Linear Add	Linear Static	G1	1.000000
GEO_C1		Linear Static	G2	1.000000
GEO_C1		Linear Static	G3	1.000000
GEO_C2	Linear Add	Response Combo	GEO_C1	1.000000
GEO_C2		Linear Static	Q1	1.300000
GEO_C2		Linear Static	Q2_B	0.780000
GEO_C3	Linear Add	Response Combo	GEO_C1	1.000000
GEO_C3		Linear Static	Q1	0.650000
GEO_C3		Linear Static	Q2_B	1.300000
GEO_C4	Linear Add	Response Combo	GEO_C1	1.000000

ComboName	ComboType	CaseType	CaseName	ScaleFactor
GEO_C4		Linear Static	Q2_A	1.300000
STRC4NL	Linear Add	NonLin Static	STR_C4-NL	1.000000
SLU-STR	Envelope	Response Combo	STR_C1	1.000000
SLU-STR		Response Combo	STR_C2	1.000000
SLU-STR		Response Combo	STR_C3	1.000000
SLU-STR		Response Combo	STRC4NL	1.000000
SLU-STR		Response Combo	E_SLV_X	1.000000
SLU-STR		Response Combo	E_SLV_Y	1.000000
SLU-GEO	Envelope	Response Combo	GEO_C1	1.000000
SLU-GEO		Response Combo	GEO_C2	1.000000
SLU-GEO		Response Combo	GEO_C3	1.000000
SLU-GEO		Response Combo	GEO_C4	1.000000
SLU-GEO		Response Combo	E_SLV_X	1.000000
SLU-GEO		Response Combo	E_SLV_Y	1.000000
STR	Envelope	Response Combo	STR_C1	1.000000
STR		Response Combo	STR_C2	1.000000
STR		Response Combo	STR_C3	1.000000
STR		NonLin Static	STR_C4-NL	1.000000
TOT	Linear Add	Response Combo	STR	1.000000
TOT		Response Combo	TEMP	0.900000
TOTGEO	Linear Add	Response Combo	SLU-GEO	1.000000
TOTGEO		Response Combo	TEMP	0.780000

Tabella 1.4 – Combinazioni di calcolo

Case	LoadType	LoadName	LoadSF
SLE_C4-NL	Load pattern	Q2_A	1.000000
SLE_C4-NL	Load pattern	G1	1.000000
SLE_C4-NL	Load pattern	G2	1.000000
SLE_C4-NL	Load pattern	G3	1.000000
STR_C4-NL	Load pattern	Q2_A	1.500000
STR_C4-NL	Load pattern	G1	1.300000
STR_C4-NL	Load pattern	G2	1.300000
STR_C4-NL	Load pattern	G3	1.300000
VAR_SLE_C4	Load pattern	Q2_A	1.000000
TEMP1-NL	Load pattern	T1	1.000000
TEMP1-NL	Load pattern	T2	1.000000
TEMP1-NL	Load pattern	T3	1.500000
TEMP2-NL	Load pattern	T1	-1.000000
TEMP2-NL	Load pattern	T2	-1.000000
TEMP2-NL	Load pattern	T3	-1.500000
TEMP3-NL	Load pattern	T1	1.000000
TEMP3-NL	Load pattern	T2	1.000000
TEMP3-NL	Load pattern	T3	-2.000000
TEMP4-NL	Load pattern	T1	-1.000000
TEMP4-NL	Load pattern	T2	-1.000000
TEMP4-NL	Load pattern	T3	-2.000000

Tabella 1.5 – Combinazioni di calcolo Non Lineari



*I carichi Q2\_A e Q2\_B sono stati moltiplicati per il fattore 0.6389 come precedentement spiegato.*



## 4 RISULTATI DELL'ANALISI

### 4.1 ANALISI MODALE

In questo paragrafo sono riportate le indicazioni sui dati dell'analisi modale eseguita, le tabelle dei modi di vibrare propri, le immagini con le viste delle deformate dei primi quattro modi e le indicazioni relative alle frequenze relative al modo in esame.

L'analisi modale si ritiene sufficientemente caratteristica della struttura analizzata qualora si ottiene quale coefficiente di partecipazione modale 85% delle masse coinvolte.

**Load Case Data - Modal**

Load Case Name: MODAL [Set Def Name] Notes: [Modify/Show...]

Load Case Type: Modal [Design...]

Stiffness to Use:
 

- ☒ Zero Initial Conditions - Unstressed State
- ☐ Stiffness at End of Nonlinear Case [ ]

 Important Note: Loads from the Nonlinear Case are NOT included in the current case

Type of Modes:
 

- ☒ Eigen Vectors
- ☐ Ritz Vectors

Number of Modes:
 

- Maximum Number of Modes: 20
- Minimum Number of Modes: 1

Loads Applied:
 

- ☐ Show Advanced Load Parameters

Other Parameters:
 

- Frequency Shift (Center): 0.
- Cutoff Frequency (Radius): 0.
- Convergence Tolerance: 1.000E-09
- ☒ Allow Automatic Frequency Shifting

[OK] [Cancel]

Figura 1.18 – Analisi modale –parametri

OutputCase	StepType	StepNum	Period Sec	Frequency Cyc/sec	SumUX	SumUY	SumRZ
MODAL	Mode	1.000000	0.1970	5.0756	0.46922	0.00223	0.0267
MODAL	Mode	2.000000	0.1372	7.2882	0.46937	0.04792	0.05811
MODAL	Mode	3.000000	0.1275	7.8409	0.46938	0.04867	0.05811
MODAL	Mode	4.000000	0.1227	8.1477	0.46938	0.05035	0.05938
MODAL	Mode	5.000000	0.1036	9.6550	0.46968	0.41687	0.27705
MODAL	Mode	6.000000	0.1018	9.8191	0.46998	0.72475	0.48748
MODAL	Mode	7.000000	0.0971	10.2980	0.47072	0.74378	0.49449
MODAL	Mode	8.000000	0.0843	11.8590	0.61528	0.74489	0.49666
MODAL	Mode	9.000000	0.0826	12.1020	0.61758	0.76805	0.51386
MODAL	Mode	10.000000	0.0824	12.1290	0.86796	0.78788	0.55519





OutputCase	StepType	StepNum	Period Sec	Frequency Cyc/sec	SumUX	SumUY	SumRZ
MODAL	Mode	11.000000	0.0803	12.4560	0.98048	0.78804	0.55868
MODAL	Mode	12.000000	0.0666	15.0150	0.98056	0.78846	0.56023
MODAL	Mode	13.000000	0.0635	15.7580	0.98074	0.78855	0.56172
MODAL	Mode	14.000000	0.0575	17.3870	0.98362	0.79705	0.83159
MODAL	Mode	15.000000	0.0507	19.7230	0.98877	0.80133	0.83527
MODAL	Mode	16.000000	0.0465	21.5180	0.98898	0.80326	0.8387
MODAL	Mode	17.000000	0.0396	25.2380	<b>0.98908</b>	<b>0.88541</b>	<b>0.85729</b>
MODAL	Mode	18.000000	0.0332	30.1150	0.98915	0.90566	0.85826
MODAL	Mode	19.000000	0.0322	31.0360	0.9892	0.90575	0.86157
MODAL	Mode	20.000000	0.0321	31.2000	0.98924	0.91536	0.86157

Tabella 1.6 – Risultati dell'analisi modale

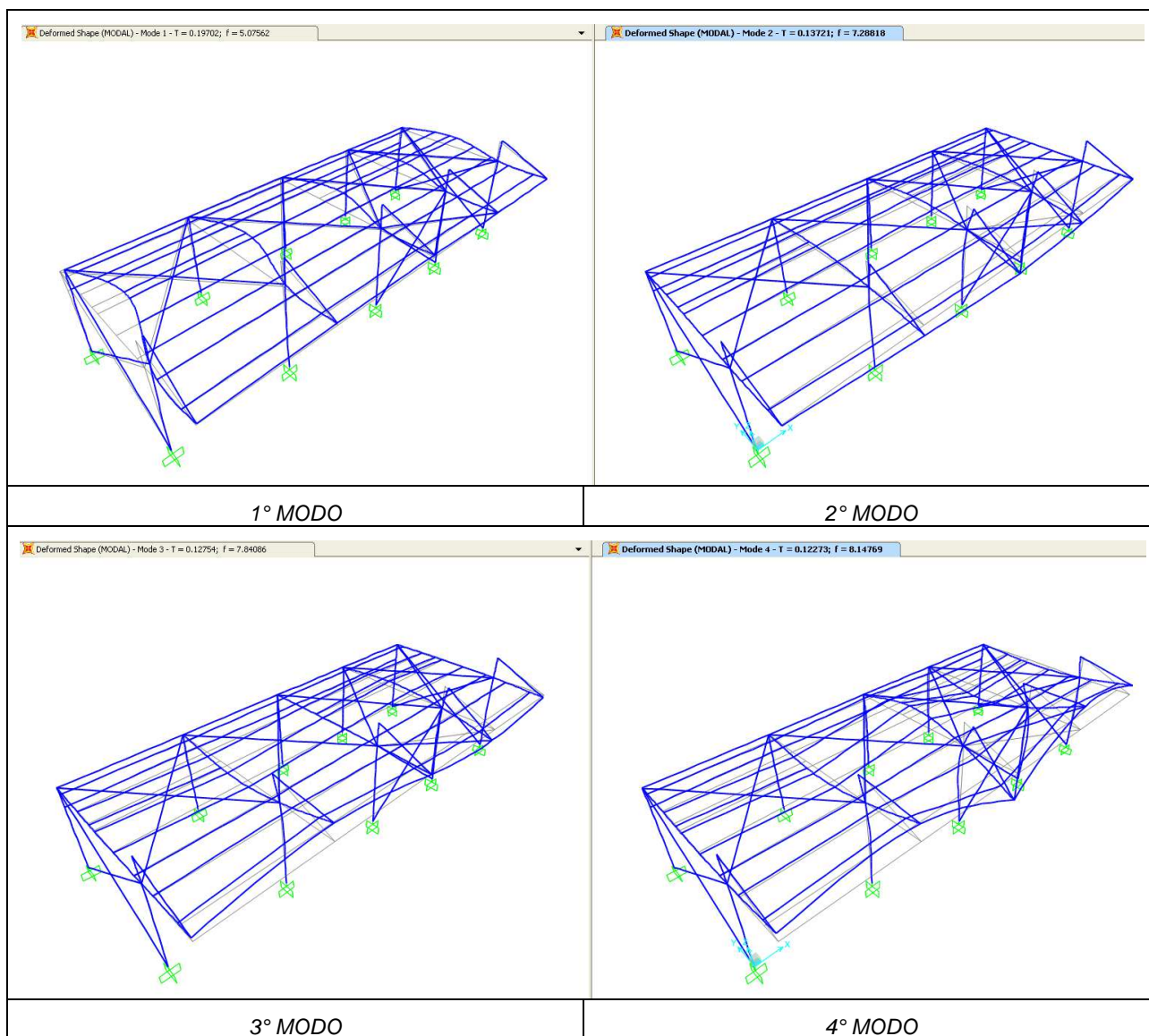




Figura 1.19 – Analisi modale – modi significativi

## 4.2 AZIONI INTERNE

Qui di seguito sono riportati i profili più carichi di ogni singolo blocco con evidenziata la posizione nella vista assonometrica.

### 4.2.1 CONVENZIONI DI SEGNO SULLE ASTE

Nelle tabelle del presente paragrafo si riportano i valori delle azioni interne alle aste e per questi è stato assunto come sistema di riferimento per le coordinate quello locale di ogni singola asta e il sistema di riferimento globale del modello strutturale completo.

Nella figura di seguito riportata si possono comprendere i versi positivi delle azioni sulle aste.

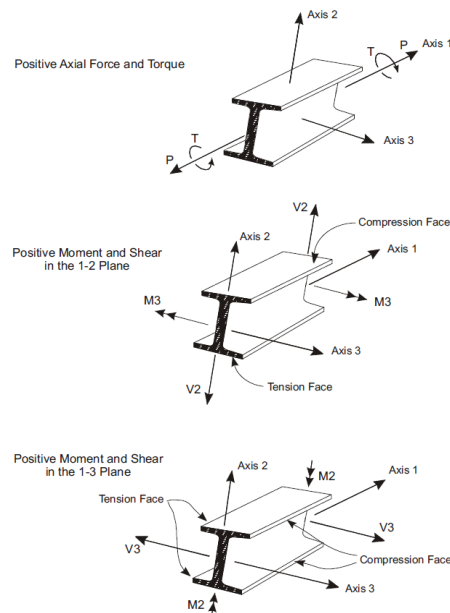


Figura 1.20 – Convenzioni di segno sulle aste

### 4.2.2 SOLLECITAZIONI

Si riportano in Tabella 1.7 e nelle successive figure un riassunto-involuppo delle sollecitazioni agenti sugli elementi principali.

Element	P	V2	V3	M2	M3	Note
Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	Text
HE240A	-137.0	37.3	3.4	4.68	44.5	pilastro
HE240A	-37.3	60.5	8.7	3.65	94.3	trave



2UPN120/15/	41.5	1.4	0	0	3.0	controventi parete
2UPN80/15/	25.1	0	1.19	2.7	0	controventi piano
RHCF150X100X4	35.8	12.0	0	0	14.4	scatolari longitudinali
IPE300	7.4	3.55	0	0	5.0	trave
L120X10	0.3	0	2.3	3.24	0	angolare per appensione
M30	40.3	0.13	0	0	0.1	tirante

Tabella 1.7 – Sollecitazioni

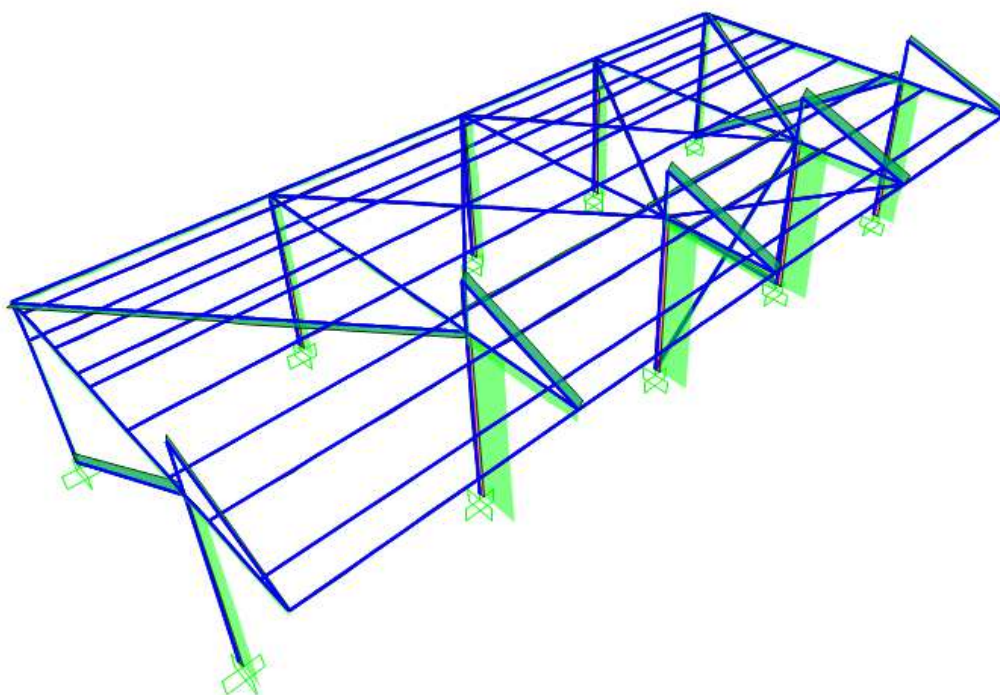


Figura 1.21 – Azione assiale P

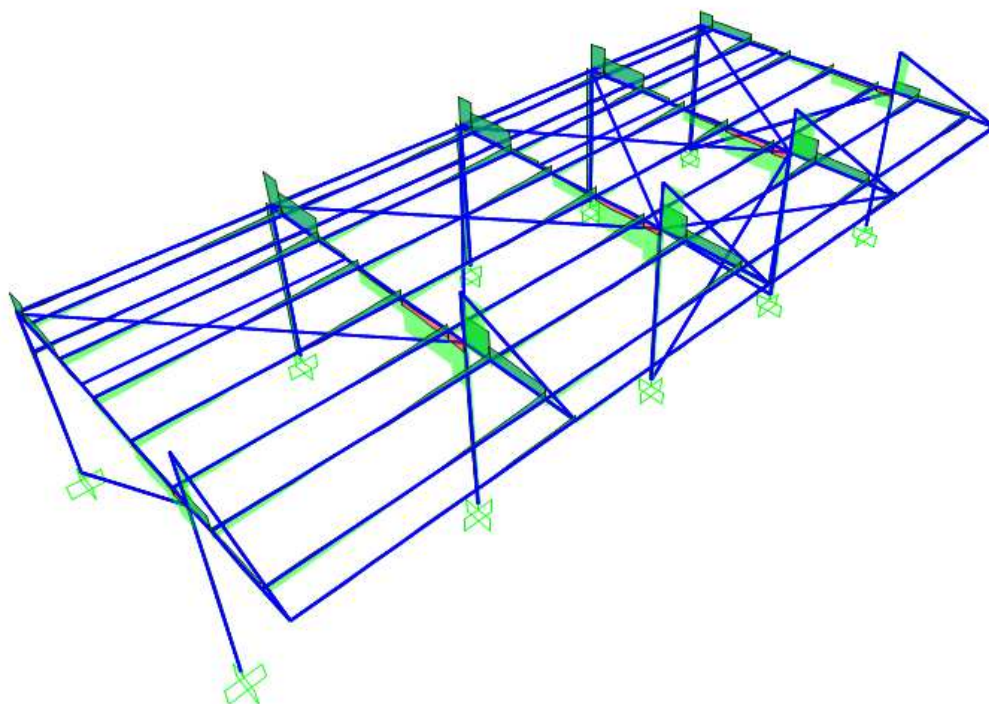


Figura 1.22 – Azione di taglio V2

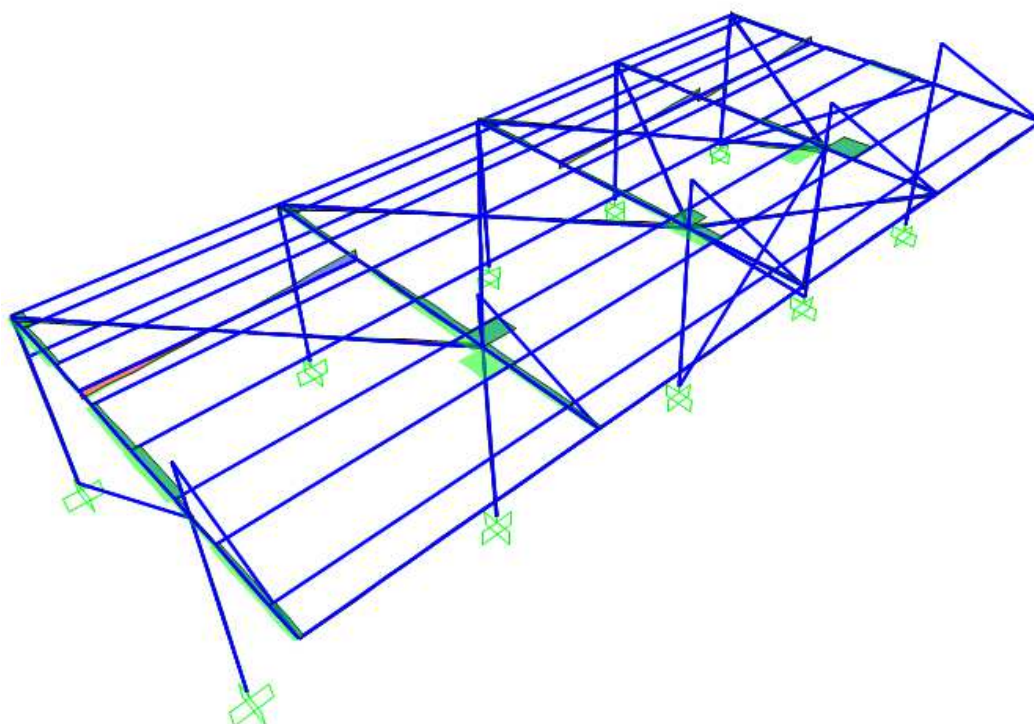


Figura 1.23 – Azione di taglio V3



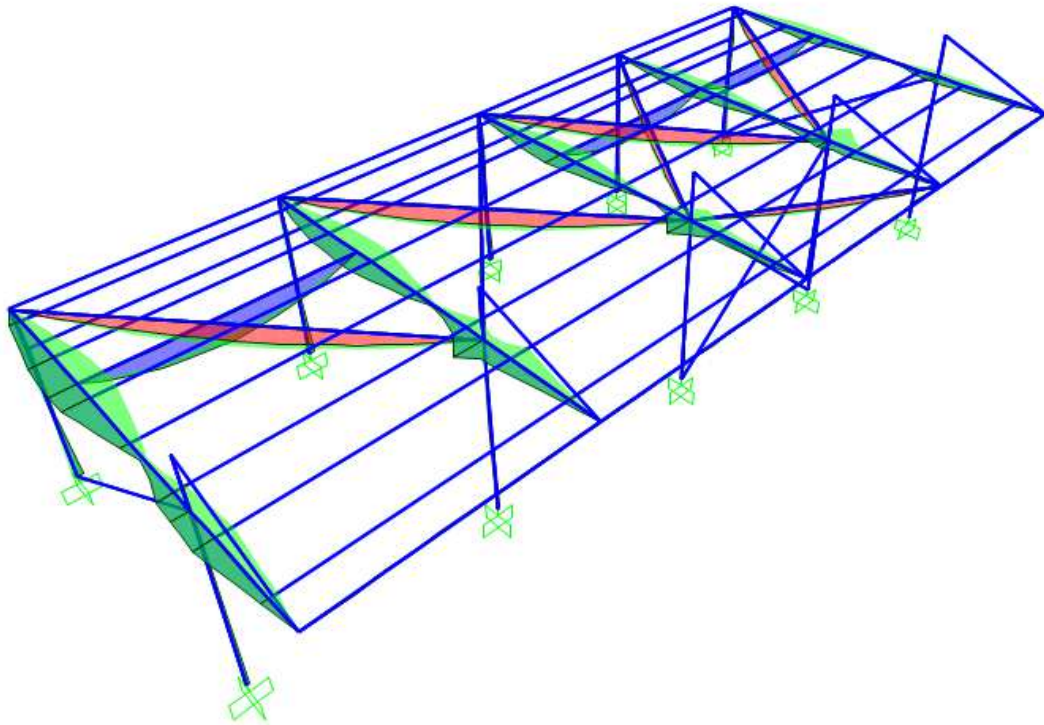


Figura 1.24 – Azione flettente  $M_2$

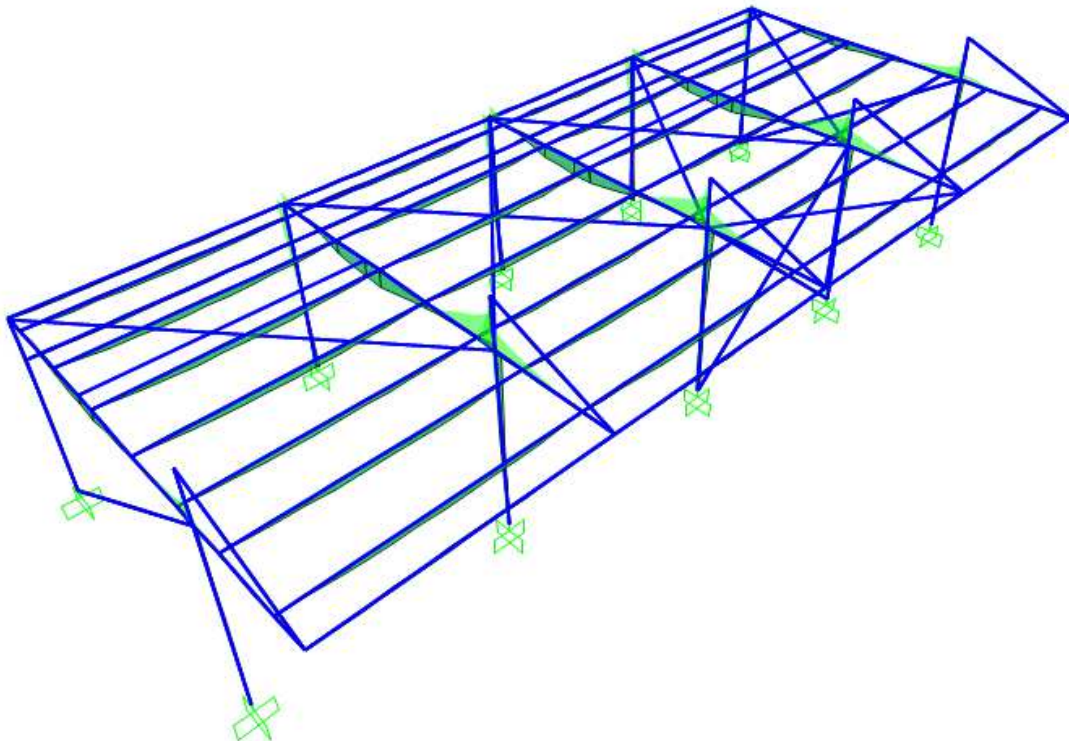


Figura 1.25 – Azione flettente  $M_3$

### 4.3 INVILUPPO REAZIONI A TERRA

Per una miglior comprensione della posizione dei singoli nodi si allega la vista assonometrica con l'indicazione dei nodi.

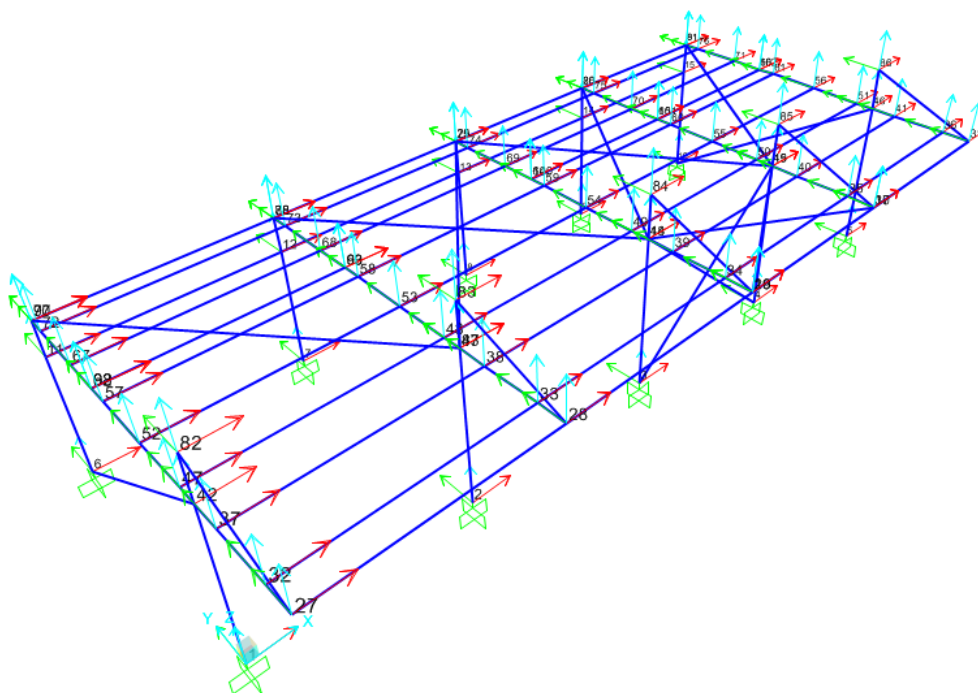


Figura 1.26 – Convenzione di segno nei nodi (ROSSO => dir. 1 / VERDE => dir. 2 / CIANO => dir. 3)

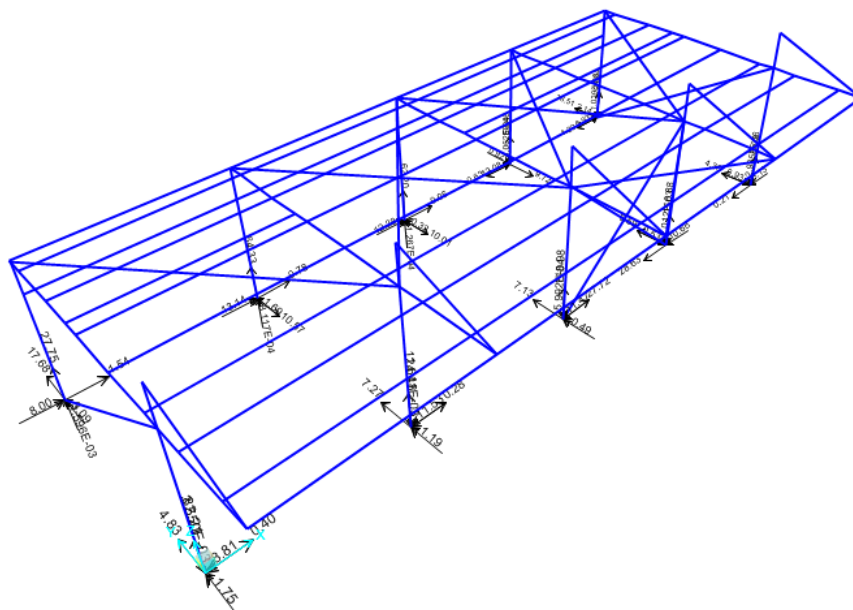


Figura 1.27 – Involuppo reazioni vincolari in vista assonometrica

Qui di seguito si riportano i nodi più sollecitati, associati alla combinazione di progetto facenti parte della famiglia SLU (statiche strutturali e geotecniche, sismiche). Le reazioni della famiglia SLU-GEO e SLV, opportunamente trasportati al piano di fondazione e comprendendo il peso proprio del plinto e di parte della pavimentazione insistente sull'impronta del plinto, sono state assunte alla base dei calcoli per le opere di fondazione.

Joint	OutputCase	F1	F2	F3	M1	M2
Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m
2	STR_C2	1.80	3.52	<b>139.68</b>	-0.21	3.44
4	E_SLV_X	<b>-44.06</b>	-2.51	16.10	-4.98	-0.79
10	STR_C2	1.50	<b>22.09</b>	25.96	7.46	2.98
2	STRC4NL	-0.33	8.37	7.28	<b>-20.06</b>	-1.45
6	E_SLV_X	2.35	15.09	20.15	2.88	<b>4.95</b>
2	STR_C4-NL	-30.93	8.68	10.45	-19.28	-0.64
10	E SLV X	0.70	-0.84	8.24	2.01	1.73

*Tabella 1.8 – Reazioni vincolari (scarichi) al piano di appoggio piastra*



Joint	OutputCase	F1	F2	F3	M1	M2	eM1	eM2
Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	m	m
2	GEO_C2	1.56	3.16	<b>208.03</b>	-3.45	4.53	-0.02	0.02
4	E_SLV_X	<b>-39.76</b>	-2.32	106.32	-2.07	-40.47	-0.02	-0.38
10	GEO_C2	1.31	<b>18.72</b>	111.16	-12.43	3.89	-0.11	0.03
2	GEO_C4	-0.29	7.41	93.19	<b>-24.95</b>	-1.55	-0.27	-0.02
6	E_SLV_X	2.08	14.46	109.69	-11.60	<b>6.46</b>	-0.11	0.06
2	GEO_C4	-26.80	7.68	95.94	-24.55	-27.37	-0.26	-0.29
10	E_SLV_X	0.57	-0.94	98.18	2.88	1.99	0.03	0.02

Tabella 1.9 – Reazioni vincolari (scarichi) al piano di fondazione





## 5 VERIFICHE

### 5.1 SLU: VERIFICA DI RESISTENZA DELLE MEMBRATURE

Il programma di calcolo SAP dispone di un post-processore che verifica le aste metalliche costituenti la struttura. Il verificatore può essere impostato secondo le maggiori normative internazionali (nel ns. caso si è ovviamente adottato l'EC3, utilizzando le appendici italiane dei coefficienti  $\gamma_M$ ). Si riporta nella sottostante figura un esempio di parametri di inserimento necessari per l'analisi.

Come tipologia di analisi del telaio si è adottata la tipologia a telaio con controventi concentrici a duttilità media secondo quanto riportato nell'EC8 (Ductility Class Medium Concentrically Braced Frames (DCM-CBF)).

	Item	Value
1	Design Code	Eurocode 3-2005
2	Country	CEN Default
3	Combinations Equation	Eq. 6.10
4	Reliability Class	Class 1
5	Interaction Factors Method	Method 2 (Annex B)
6	Multi-Response Case Design	Envelopes
7	Framing Type	DCM-CBF
8	Behavior Factor, q	1.
9	System Overstrength Factor, Omega	1.
10	Consider P-Delta Done?	No
11	GammaM0	1.05
12	GammaM1	1.05
13	GammaM2	1.25
14	Ignore Seismic Code?	No
15	Ignore Special Seismic Load?	No
16	Is Doubler Plate Plug-Welded?	Yes
17	Consider Deflection?	Yes
18	DL Limit, L /	120.
19	Super DL+LL Limit, L /	120.
20	Live Load Limit, L /	350.
21	Total Limit, L /	250.
22	Total-Camber Limit, L /	250.
23	Pattern Live Load Factor	0.75
24	Demand/Capacity Ratio Limit	0.95



Le verifiche condotte dal verificatore sono le stesse riportate nella normativa nazionale (verifica a taglio, a presso-tenso flessione, verifica combinata a taglio e presso-tenso flessione, verifica di instabilità, ecc); in particolar modo si sceglie l'approccio indicato come Metodo 2 dell'Annesso B dell'EC3, più vicino alle formule presenti nelle NTC2008.

La verifica che il risolutore propone, espressa in termini di fattore di utilizzo, non è altro che il rapporto tra la minima resistenza di progetto della membratura e la sollecitazione agente  $R_d/E_d$ . Le sollecitazioni agenti sono state tabulate, per alcuni elementi significativi in Tabella 1.7. mentre le resistenze di progetto si ricavano dalle formule previste in letteratura ed in normativa secondo i tipi di sollecitazione, cui sono soggette le diverse membrature ed a cui si rimanda.

Nelle immagini seguenti si riportano i tassi di sfruttamento ( $R_d/E_d$ ) allo SLU delle membrature (travi, colonne e controventi). Il tasso di sfruttamento è evidenziato dalla colorazione dell'elemento beam-truss, con il significato riportato in legenda. Le verifiche sono state condotte per ciascuna combinazione di calcolo allo SLU, non sull'involuppo, in quanto più realistica. Si sono trascurati nella modellazione strutturale gli elementi controventanti compressi non soddisfatti, affidando alle restanti membrature le azioni interne scaturite.

Come si vede dalla mappa, i tassi di lavoro per le varie membrature nella peggiore condizione sono ampiamente al di sotto del 70%. Considerazioni più stringenti, come sempre per le strutture metalliche, sono dettate dalla verifica degli spostamenti di cui ai paragrafi successivi.

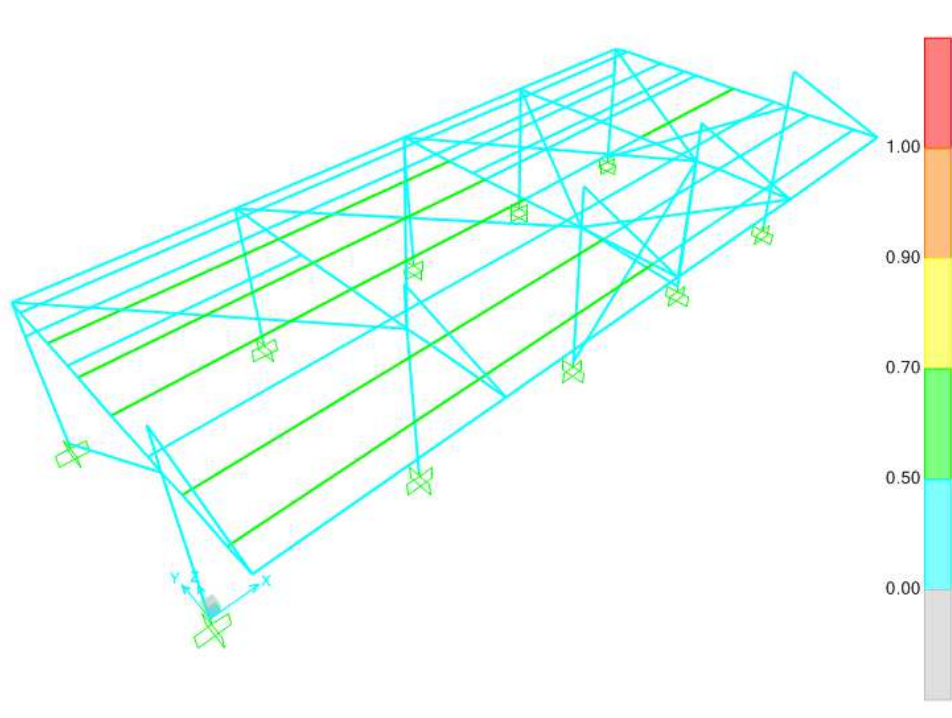
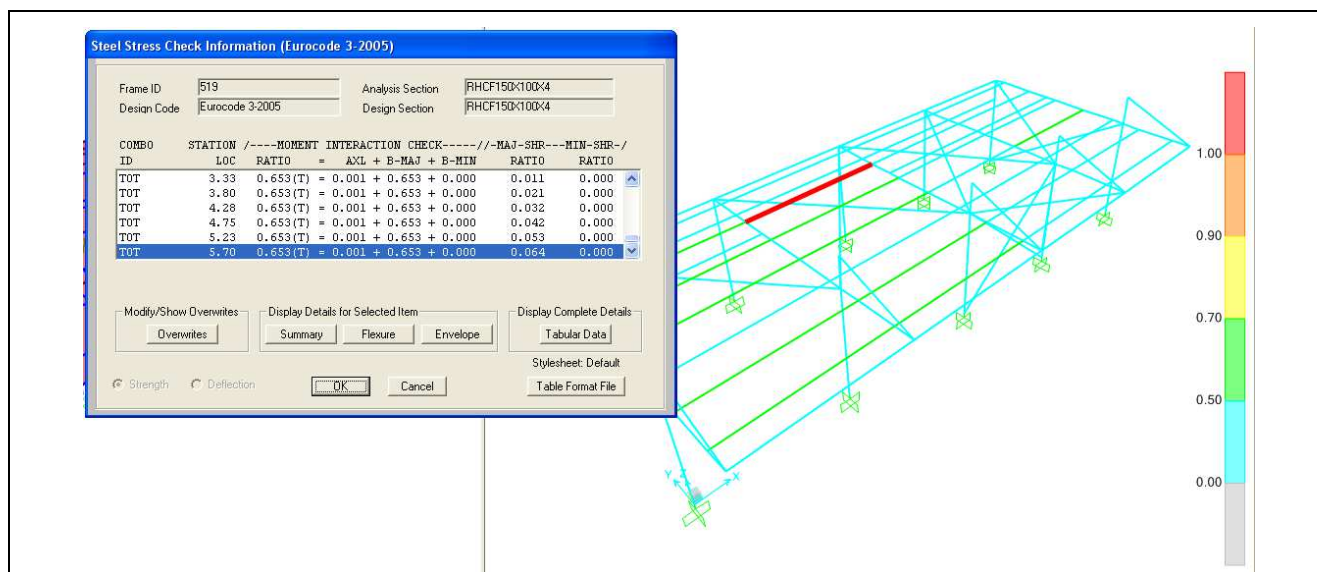
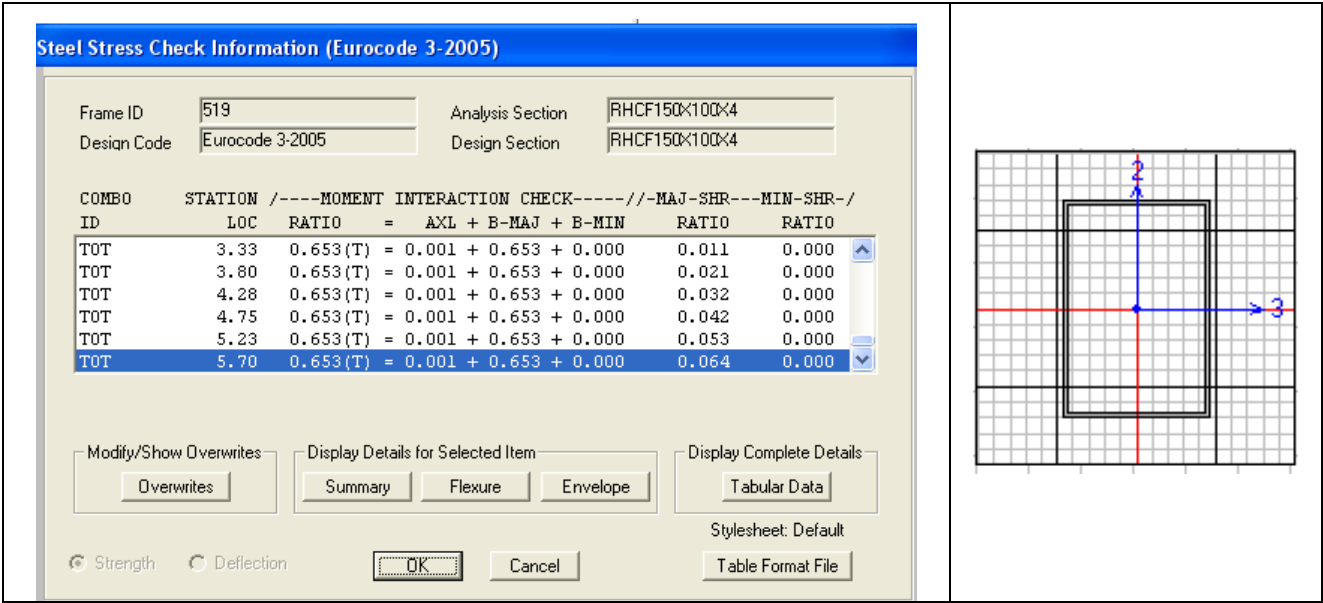


Figura 1.28 – Tassi di sfruttamento membrature metalliche

Nelle immagini successive si evidenzia a titolo di esempio uno degli elementi sollecitanti con indicati il tasso di sfruttamento e le verifiche condotte dal programma, in accordo come soppraccitato con la normativa vigente.







## SAP2000 Steel Design

Project AVICUNICOLO

Job Number

Engineer ARIENTI

Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)									
Units : KN, m, C									
Frame : S19	I Mid: 8.550	Combo: TOT	Design Type: Beam						
Length: 5.700	Y Mid: 5.000	Shape: RHCF150X100X4	Frame Type: DCM-CBF						
Loc : 5.700	Z Mid: 4.500	Class: Class 1	Rolled : Yes						
Country-CEN Default		Combination-Eq. 6.10					Reliability-Class 1		
Interaction-Method 2 (Annex B)		MultiResponse-Envelopes					P-Delta Done? No		
GammaM0=1.05	GammaM1=1.05	GammaM2=1.25							
Am/Ag=1.00	RLLF=1.000	PLLF=0.750	D/C Lim=0.950						
Aeff=0.002	aNy=0.000	aNz=0.000							
A=0.002	Iyy=5.950E-06	iyy=0.056	Wel,yy=7.933E-05			Weff,yy=7.933E-05			
It=6.620E-06	Izz=3.190E-06	izz=0.041	Wel,zz=6.380E-05			Weff,zz=6.380E-05			
Iw=0.000	Iyz=0.000	h=0.150	Wpl,yy=9.570E-05			Av,z=7.560E-04			
E=210000000.0	fy=275000.000	fu=430000.000	Wpl,zz=7.250E-05			Av,y=0.001			
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS									
Location	Ned	Med,yy	Med,zz	Ved,z	Ved,y	Ted			
5.700	0.368	0.000	0.000	1.241	0.000	0.000			
DMM DEMAND/CAPACITY RATIO									
Governing	Total	N	MMajor	NMinor	Ratio	Status			
Equation	Ratio	Ratio	Ratio	Ratio	Limit	Check			
6.3.3 (4)-6.61	0.653	- 0.001	+ 0.653	+ 0.000	0.950	OK			
AXIAL FORCE DESIGN									
	Ned	Nc,Rd	Nt,Rd						
	Force	Capacity	Capacity						
Axial	0.368	495.000	495.000						
	Npl,Rd	Nu,Rd	Ncr,T	Ncr,TF	Am/Ag				
	495.000	585.144	110565.475	203.498	1.000				
	Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb,Rd		
Major (y-y)	a	0.210	379.565	1.170	1.287	0.549	271.803		
MajorB (y-y)	a	0.210	379.565	1.170	1.287	0.549	271.803		
Minor (z-z)	a	0.210	203.498	1.598	1.924	0.334	165.282		
MinorB (z-z)	a	0.210	203.498	1.598	1.924	0.334	165.282		
Torsional TF	a	0.210	203.498	1.598	1.924	0.334	165.282		
MOMENT DESIGN									
	Ned	Med,span	Mc,Rd	Mv,Rd	Mn,Rd	Nb,Rd			
	Moment	Moment	Capacity	Capacity	Capacity	Capacity			
Major (y-y)	0.000	15.537	25.064	25.064	25.064	23.805			
Minor (z-z)	0.000	0.000	18.988	18.988	18.988				
	Curve	AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	Cl	Ncr		
LTB	d	0.760	0.265	0.560	0.950	1.136	374.843		
	kyy	kyy	kzy	kzy					
Factors	1.000	0.600	0.600	1.000					
SHEAR DESIGN									
	Ved	Vc,Rd	Stress	Status	Ted				
	Force	Capacity	Ratio	Check	Torsion				
Major (z)	10.903	171.473	0.064	OK	0.000				
Minor (y)	0.000	114.315	0.000	OK	0.000				
	Vpl,Rd	Eta	LambdaBarW						
Reduction	171.473	1.200	0.444						
CONNECTION SHEAR FORCES FOR BEAMS									
	VMajor	VMajor							
	Left	Right							
Major (V2)	10.903	10.903							

SAP2000 v15.1.0 - File: C:\Documents and Settings\arienti\Documents\Commesse\YA\Sogem\avicunicolo\Post-Vigilanza\B3SAP\Avicunicolo

# SAP2000 Steel Design

Project AVICUNICOLO

Job Number

Engineer ARIENTI

Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK (Flexural Details for Combo and Station)							
Units : KN, m, C							
Frame : 519	I Mid: 8.550	Combo: TOT	Design Type: Beam				
Length: 5.700	Y Mid: 5.000	Shape: RHCF150X100X4	Frame Type: DCM-CBF				
Loc : 5.700	Z Mid: 4.500	Class: Class 1	Rolled : Yes				
Country=CBN Default		Combination=Eq. 6.10			Reliability=Class 1		
Interaction=Method 2 (Annex B)		MultiResponse=Envelopes			P-Delta Done? No		
GammaM0=1.05	GammaM1=1.05	GammaM2=1.25					
An/Ag=1.00	ELLF=1.000	PLLF=0.750	D/C Lim=0.950				
Aeff=0.002	aNy=0.000	aNz=0.000					
A=0.002	Iyy=5.950E-06	iyy=0.056	Wel,yy=7.933E-05	Weff,yy=7.933E-05			
It=6.620E-06	Izz=3.190E-06	izz=0.041	Wel,zz=6.380E-05	Weff,zz=6.380E-05			
Iw=0.000	Iyz=0.000	h=0.150	Wpl,yy=9.570E-05	Av,z=7.560E-04			
E=210000000.0	fy=275000.000	fu=430000.000	Wpl,zz=7.250E-05	Av,y=0.001			
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS							
Location	Med	Med,yy	Med,zz	Ved,z	Ved,y	Ted	
5.700	0.368	0.000	0.000	1.241	0.000	0.000	
DIM DEMAND/CAPACITY RATIO							
Governing	Total	N	MMajor	NMinor	Ratio	Status	
Equation	Ratio	Ratio	Ratio	Ratio	Limit	Check	
6.3.3(4)-6.61	0.653	= 0.001	+ 0.653	+ 0.000	0.950	OK	
BASIC FACTORS							
Buckling Mode	K Factor	L Factor	Lcr/i				
Major (y-y)	1.000	1.000	101.589				
Major Braced	1.000	1.000	101.589				
Minor (z-z)	1.000	1.000	138.743				
Minor Braced	1.000	1.000	138.743				
LTB	1.000	1.000	138.743				
AXIAL FORCE DESIGN							
	Med	Nc,Rd	Nt,Rd				
	Force	Capacity	Capacity				
Axial	0.368	495.000	495.000				
	Npl,Rd	Nu,Rd	Ncr,T	Ncr,TF	An/Ag		
	495.000	585.144	110565.475	203.498	1.000		
	Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb,Rd
Major (y-y)	a	0.210	379.565	1.170	1.287	0.549	271.803
MajorB (y-y)	a	0.210	379.565	1.170	1.287	0.549	271.803
Minor (z-z)	a	0.210	203.498	1.598	1.924	0.334	165.282
MinorB (z-z)	a	0.210	203.498	1.598	1.924	0.334	165.282
Torsional TF	a	0.210	203.498	1.598	1.924	0.334	165.282
MOMENT DESIGN							
	Med	Med,span	Mc,Rd	Mv,Rd	Mn,Rd	Nb,Rd	
	Moment	Moment	Capacity	Capacity	Capacity	Capacity	
Major (y-y)	0.000	15.537	25.064	25.064	25.064	23.805	
Minor (z-z)	0.000	0.000	18.988	18.988	18.988		
	Section	Flange	Web	Epsilon	Alpha	Psi	
Compactness	Class 1	Class 1	Class 1	0.924	0.514	-1.001	
	Curve	AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	C1	Mcr
LTB	d	0.760	0.265	0.560	0.950	1.136	374.843
Factors	Cmy	Cnz	CmLT	kyy	kyz	kzy	kzz
	1.000	1.000	1.000	1.000	0.600	0.600	1.000

SAP2000 v15.1.0 - File:C:\Documents and Settings\arienti\Document\Commesse\YA\Sogemi avicunicolo\Post-Validation\2013\2013-06-20\2013-06-20-PAvicunicol



## SAP2000 Steel Design

Project AVICUNICOLO

Job Number \_\_\_\_\_

Engineer ARIENTI

**Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK (Envelope Details)**  
 Units : KN, m, C  
 Element: 519 Section: RHCF150X Combo: TOT Len: 5.700

Frame : 519 I Mid: 8.550 Design Type: Beam  
 Length: 5.700 Y Mid: 5.000 Frame Type: DCM-CBF  
 Shape: RHCF150X100Z Mid: 4.500 Rolled : Yes

Country=CHN Default Combination=Eq. 6.10 Reliability=Class 1  
 Interaction=Method 2 (Annex B) MultiResponse=Envelopes P-Delta Done? No

GammaM0=1.05 GammaM1=1.05 GammaM2=1.25  
 An/Ag=1.00 RLLF=1.000 PLLF=0.750 D/C Lim=0.950

Reff=0.002 aMy=0.000 aMz=0.000  
 A=0.002 Iyy=5.950E-06 iyy=0.056 Wpl,yy=7.933E-05 Weff,yy=7.933E-05  
 It=6.620E-06 Izz=3.190E-06 izz=0.041 Wpl,zz=6.380E-05 Weff,zz=6.380E-05  
 Iw=0.000 Iyz=0.000 h=0.150 Wpl,yz=9.570E-05 Av,z=7.560E-04  
 E=210000000.0 fy=275000.000 fu=430000.000 Wpl,zz=7.250E-05 Av,y=0.001

### AXIAL FORCE & BIAxIAL MOMENT DESIGN

N-Myy-Mzz	Demand/Capacity Ratio	Station	N	Med,yy	Med,zz	Total	Status
Governing	Load	Location	Ratio	Ratio	Ratio	Ratio	Check
Equation	Combo						
6.3.3(4)-6.61	STR_C2	0.000	0.001 +	0.653 +	0.000 =	0.653	OK

### SHEAR CHECK

Governing	Shear	Load	Station	Ved	Vc.Rd	Stress	Status
Equation	Direction	Combo	Location	Force	Capacity	Ratio	Check
6.2.6(1)	z	TOT	5.700	10.903	171.473	0.064	OK
6.2.6(1)	y	E_SLV_X	0.000	0.000	114.315	0.000	OK

SAP2000 v15.1.0 - File:C:\Documents and Settings\arienti\Documents\Commesse\YA\Sogem\avicunicolo\Post-Processing\Results\SAP\Avicunicolo

Figura 1.29 – Verifiche condotte su un elemento

## 5.2 SLE: VERIFICA DEGLI SPOSTAMENTI VERTICALI E LATERALI

Nei paragrafi che seguono si farà riferimento ai cedimenti verticali ed agli spostamenti orizzontali a cui è sottoposta la struttura per via delle combinazioni di calcolo facenti parte della famiglia degli SLE. Per le considerazioni relative agli spostamenti orizzontali a cui la struttura potrebbe essere sottoposta in caso di sisma allo SLD si rimanda al § 5.4 della relazione di calcolo.

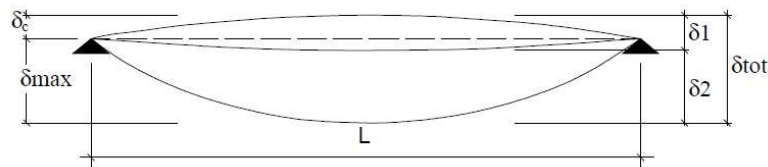
Si riportano sotto per completezza i limiti normativi per cui le varie deformazioni sono considerate accettabili per il tipo di struttura in esame.

### **Spostamenti verticali**

#### **4.2.4.2.1 Spostamenti verticali**

Il valore totale dello spostamento ortogonale all'asse dell'elemento (Fig. 4.2.1) è definito come

$$\delta_{\text{tot}} = \delta_1 + \delta_2 \quad (4.2.55)$$



**Figura 4.2.1 - Definizione degli spostamenti verticali per le verifiche in esercizio**

essendo:

- $\delta_c$  la monta iniziale della trave,
- $\delta_1$  lo spostamento elastico dovuto ai carichi permanenti,
- $\delta_2$  lo spostamento elastico dovuto ai carichi variabili,
- $\delta_{\text{max}}$  lo spostamento nello stato finale, depurato della monta iniziale =  $\delta_{\text{tot}} - \delta_c$ .

Nel caso di coperture, solai e travi di edifici ordinari, i valori limite di  $\delta_{\text{max}}$  e  $\delta_2$ , riferiti alle combinazioni caratteristiche delle azioni, sono espressi come funzione della luce  $L$  dell'elemento.

I valori di tali limiti sono da definirsi in funzione degli effetti sugli elementi portati, della qualità del comfort richiesto alla costruzione, delle caratteristiche degli elementi strutturali e non strutturali gravanti sull'elemento considerato, delle eventuali implicazioni di una eccessiva deformabilità sul valore dei carichi agenti.

In carenza di più precise indicazioni si possono adottare i limiti indicati nella Tab. 4.2.X, dove  $L$  è la luce dell'elemento o, nel caso di mensole, il doppio dello sbalzo.




**Tabella 4.2.X Limiti di deformabilità per gli elementi di impalcato delle costruzioni ordinarie**

Elementi strutturali	Limiti superiori per gli spostamenti verticali	
	$\frac{\delta_{\max}}{L}$	$\frac{\delta_2}{L}$
Coperture in generale	$\frac{1}{200}$	$\frac{1}{250}$
Coperture praticabili	$\frac{1}{250}$	$\frac{1}{300}$
Solai in generale	$\frac{1}{250}$	$\frac{1}{300}$
Solai o coperture che reggono intonaco o altro materiale di finitura fragile o tramezzi non flessibili	$\frac{1}{250}$	$\frac{1}{350}$
Solai che supportano colonne	$\frac{1}{400}$	$\frac{1}{500}$
Nei casi in cui lo spostamento può compromettere l'aspetto dell'edificio	$\frac{1}{250}$	
<i>In caso di specifiche esigenze tecniche e/o funzionali tali limiti devono essere opportunamente ridotti.</i>		

Riassumendo, occorre eseguire le seguenti verifiche:

Travi principali:

$$\delta_{G+Q} \leq L / 250 \Rightarrow \delta_{G+Q} / L \leq 0.004 \quad ; \quad \delta_Q \leq L / 350 \Rightarrow \delta_Q / L \leq 0.00286$$

Lo spostamento verticale massimo  $\delta$  si intende riferito al nodo posto in corrispondenza del pilastro in modo da avere il cedimento relativo della travata che è quello importante anziché il cedimento assoluto privo di significato.

### **Spostamenti orizzontali**

#### **4.2.4.2.2 Spostamenti laterali**

Negli edifici gli spostamenti laterali alla sommità delle colonne per le combinazioni caratteristiche delle azioni devono generalmente limitarsi ad una frazione dell'altezza della colonna e dell'altezza complessiva dell'edificio da valutarsi in funzione degli effetti sugli elementi portati, della qualità del comfort richiesto alla costruzione, delle eventuali implicazioni di una eccessiva deformabilità sul valore dei carichi agenti.

In assenza di più precise indicazioni si possono adottare i limiti per gli spostamenti orizzontali indicati in Tab. 4.2.XI ( $\Delta$  spostamento in sommità;  $\delta$  spostamento relativo di piano – Fig. 4.2.2).

Tabella 4.2.XI Limiti di deformabilità per costruzioni ordinarie soggette ad azioni orizzontali

Tipologia dell'edificio	Limiti superiori per gli spostamenti orizzontali	
	$\frac{\delta}{h}$	$\frac{\Delta}{H}$
Edifici industriali monopiano senza carroponte	$\frac{1}{150}$	/
Altri edifici monopiano	$\frac{1}{300}$	/
Edifici multipiano	$\frac{1}{300}$	$\frac{1}{500}$
In caso di specifiche esigenze tecniche e/o funzionali tali limiti devono essere opportunamente ridotti.		

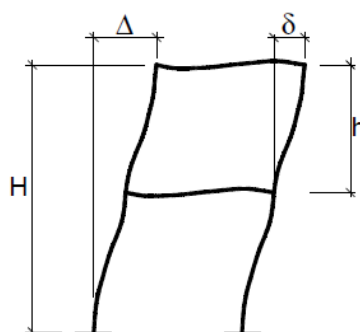


Figura 4.2.2 - Definizione degli spostamenti orizzontali per le verifiche in esercizio

Riassumendo, occorre eseguire le seguenti verifiche:

Drift di piano:  $\delta \leq h / 150 \Rightarrow (\delta / h)_{\text{MAX}} \leq 0.0067$

Elemento	Joint	OutputCase	$\delta_{G+Q}$	$\delta_Q$	L	$\delta_{G+Q} / L$	$\delta_Q / L$
Text	Text	Text	mm	mm	mm		
Mensola	28	SLE_C3	-7.266	-	3000	0.0012	-
Mensola	28	SLE_C3	-	-5.061	3000	-	0.0008
Mensola	28	SLEC4NL	6.847	-	3000	0.0011	-
Mensola	28	VAR_SLE_C4	-	10.590	3000	-	0.0018
Campata	100	SLE_C2	-7.219	-	7000	0.0010	-
Campata	100	SLE_C2	-	-6.038	7000	-	0.0009

Tabella 1.10 – Spostamenti verticali per SLE

Piano	OutputCase	Direction	$\delta$	h	$\delta / h$
Text	Text	Text	mm	mm	
1	SLE_C2	X	1.750	4500	0.00038
1	SLE_C2	Y	1.413	4500	0.00031

Tabella 1.11 – Drift di piano per SLE

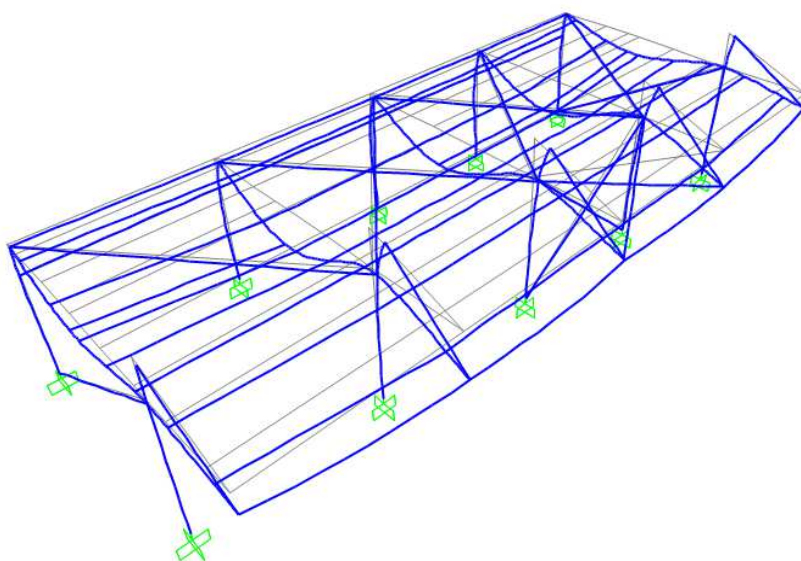


Figura 1.30 – Spostamento agli SLE per la combinazione più gravosa SLE\_C2

### 5.3 SLV: VERIFICA A MARTELLAMENTO PER COSTRUZIONI CONTIGUE

Nel caso delle costruzioni civili e industriali la norma specifica che le costruzioni devono avere, quanto più possibile, struttura iperstatica caratterizzata da regolarità in pianta e in altezza. Se necessario ciò può essere conseguito suddividendo la struttura, mediante giunti, in unità tra loro dinamicamente indipendenti e (§7.2.2 - NTC2008) la distanza tra costruzioni contigue deve essere tale da evitare fenomeni di martellamento e comunque non può essere inferiore alla somma degli spostamenti massimi determinati per lo SLV, calcolati per ciascuna costruzione secondo il § 7.3.3 (analisi lineare) o il § 7.3.4 (analisi non lineare); in ogni caso la distanza tra due punti che si fronteggiano non può essere inferiore ad  $1/100$  della quota dei punti considerati misurata dal piano di fondazione, moltiplicata per  $a_g \cdot S / 0,5g < 1$ .

Qualora non si eseguano calcoli specifici, lo spostamento massimo di una costruzione non isolata alla base, può essere stimato in  $1/100$  dell'altezza della costruzione moltiplicata per  $a_g \cdot S / 0,5g$ .

Al fine dimostrare la verifica effettuata che il giunto tecnico (cioè lo spazio libero) fra i due corpi di fabbrica sia abbastanza ampio da permettere che questi elementi strutturali possano oscillare senza martellarsi, le Norme Tecniche per le Costruzioni prevedono che la distanza tra due costruzioni contigue ( $d$ ) non sia inferiore alla somma degli spostamenti massimi orizzontali calcolati per lo Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV) e, in ogni caso, non inferiore a:



$$d = \frac{\alpha h}{100}$$

dove:  $h$  (in cm) è la quota dei punti affacciati misurata dal piano di fondazione,  $\alpha$  è un coefficiente di rischio sismico uguale o inferiore a 1, e calcolato come segue:

$$\frac{a_g S}{0,5g}$$

Nella formula del coefficiente,  $a_g$  è l'accelerazione orizzontale massima al suolo indotta dal sisma,  $S$  è un coefficiente di amplificazione sismica che tiene conto delle caratteristiche topografiche ( $S_S$ ) e stratigrafiche del terreno ( $S_T$ ), mentre  $g$  è l'accelerazione di gravità.

Inserendo nella formula i dati che si riferiscono al nostro sito, alla classe d'uso ed all'altezza della costruzione, si ottiene:

$h = 450\text{cm}$ ,  $S_S = 1.2$  e  $S_T = 1.0$  e  $a_g = 0.049g$

$\Rightarrow \alpha = 0.118$

da cui la distanza tra i due blocchi contigui ( $d$ ) deve essere maggiore di

$d = 0.53 \text{ cm}$

Nel nostro caso la formula semplificata definita dalla normativa è nettamente soddisfatta essendo la dimensione del giunto tra vecchia e nuova costruzione superiore a 5 cm (6.2cm).

Il successivo controllo è stato eseguito analizzando puntualmente lo spostamento dei nodi dei telai esterni dei vari blocchi affacciati e verificando che lo spostamento del singolo telaio fosse inferiore a 25mm.

Joint	OutputCase	StepType	U
Text	Text	Text	mm
79	E_SLV_Y	Min	1.0254

Tabella 1.12 – Spostamenti per SLV

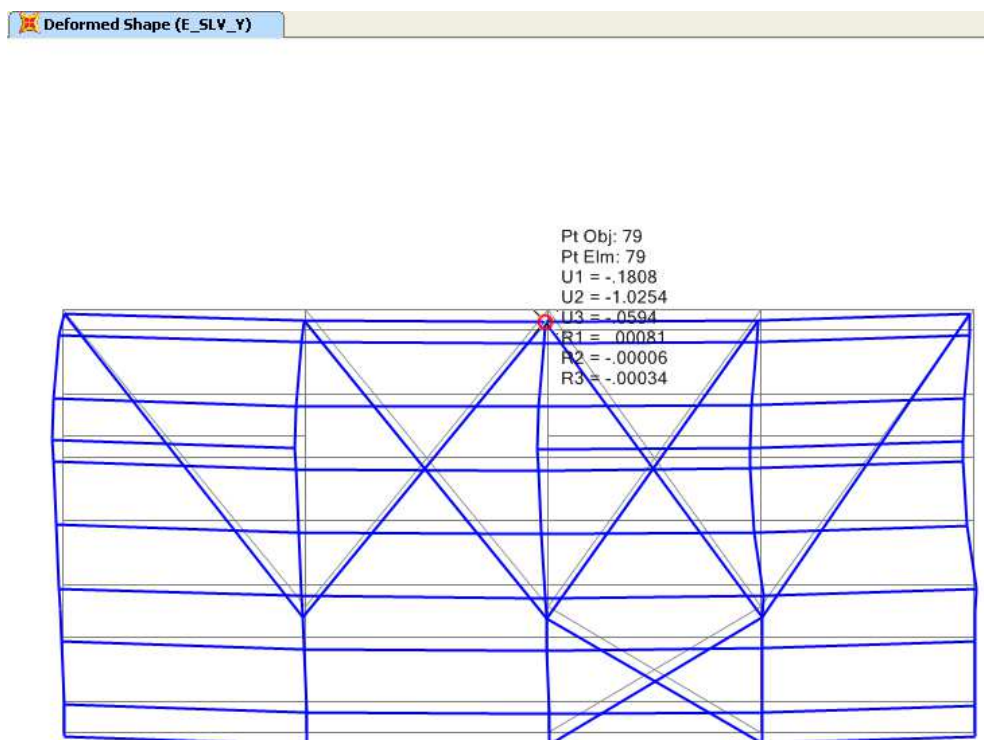


Figura 1.31 – Spostamenti per SLV - pianta

## 5.4 SLD: CONTENIMENTO DEL DANNO DEGLI ELEMENTI NON STRUTTURALI

Nel caso delle costruzioni civili e industriali, qualora la temporanea inagibilità sia dovuta a spostamenti eccessivi interpiano, questa condizione si può ritenere soddisfatta quando gli spostamenti interpiano ottenuti dall'analisi in presenza dell'azione sismica di progetto relativa allo **SLD** e **SLO** (v. § 3.2.1 e § 3.2.3.2) siano inferiori ai limiti indicati nel seguito:

a) per tamponamenti collegati rigidamente alla struttura che interferiscono con la deformabilità della stessa

$$d_r < 0,005 h \quad \text{SLD} \quad (7.3.16)$$

$$d_r < 0,0033 h \quad \text{SLO} \quad (7.3.16)$$

b) per tamponamenti progettati in modo da non subire danni a seguito di spostamenti di interpiano  $d_{rp}$ , per effetto della loro deformabilità intrinseca ovvero dei collegamenti alla struttura:

$$d_r \leq d_{rp} \leq 0,01 h \quad \text{SLD} \quad (7.3.17)$$

$$d_r \leq d_{rp} \leq 0,0066 h \quad \text{SLO} \quad (7.3.17)$$



dove:

$d_r$  è lo spostamento interpiano, ovvero la differenza tra gli spostamenti al solaio superiore ed inferiore, calcolati secondo i §§ 7.3.3 o 7.3.4,  $h$  è l'altezza del piano.

Gli spostamenti interpiano per le combinazioni SLD sono sempre inferiori al valore di 0,005h.

Si riportano a verifica gli spostamenti che si riferiscono alla combinazione sismica SLD di ogni singolo blocco, dove:

$$\Delta = U_{sup} - U_{inf}$$

$$H = h_{sup} - h_{inf}$$

$$\Rightarrow \Delta / H \leq 0.005$$

Piano	OutputCase	U <sub>sup</sub>	U <sub>inf</sub>	$\Delta$	H	$\Delta / H$
Text	Text	mm	mm	mm	mm	
1	E_SLD_X	-0.242	0	-0.242	4500	0.000054
1	E_SLD_Y	-0.707	0	-0.707	4500	0.000157

Tabella 1.13 – Spostamenti per SLD

## 5.5 VERIFICA CONNESSIONI

### 5.5.1 SLU: VERIFICHE DEI NODI

Le verifiche delle connessioni sono riportate nell'allegato alla relazione di calcolo in quanto piuttosto vaste. In esso si troveranno sia i tassi di lavoro delle unioni (solitamente inferiori al 40% del tasso di utilizzo-vedi mappe a colori) oltre al rispetto intrinseco da parte del programma dei limiti normativi vigenti.

Sono stati verificati tutti i nodi descritti negli elaborati grafici; per brevità nell'allegato si riportano le verifiche solo per i nodi più sollecitati, divisi per tipologia.

Le verifiche sono state eseguite con il software C.S.E. (CONNECTION STUDY ENVIRONMENT) di proprietà di Castalia S.r.l., il cui funzionamento è descritto al § 2.3, facendo riferimento a quanto indicato nell'Eurocodice 3.

Sono state eseguite in maniera automatica le seguenti verifiche:

- Verifica delle bullonature per il taglio agente sul singolo bullone, la trazione, la flessione parassita e la loro interazione (N,V,M).
- Verifica delle unioni ad attrito.
- Verifica degli ancoraggi.
- Verifica delle bullonature con contrasto (flange, piastre di base)
- Verifiche di rifollamento su tutte le lamiere coinvolte.



- Verifica del layout di saldature a cordoni d'angolo o a completa/parziale penetrazione
- Verifiche delle membrane a presso o tensoflessione retta e deviata sulle sezioni nette.
- Verifiche di block shear (o block tear).
- Verifiche di punching shear (punzonamento).
- Verifiche semplificate (non FEM) sui tramite.
- Verifica agli elementi finiti dei componenti (membrane o tramite) di forma generica mediante la creazione di un modello FEM. Le forze presenti simulano l'effetto dei singoli bulloni, dei cordoni di saldatura e dell'eventuale contrasto. La soluzione può essere lineare o non-lineare (elasto-plastica).

Segue l'elenco dei nodi contenuti nell'allegato con il rimando al blocco di appartenenza e alla codifica con cui vengono indicati negli elaborati del progetto esecutivo. Per motivi di opportuna e di carpenteria reale si sono rese necessari affinamenti locali alle unioni sempre a favore di sicurezza.

Numerazione CSE	Numerazione disegni	Descrizione
AA	N1c-N1d	Nodi di fondazione A2-A1-E2-E1
AB	N3a	Calcolo parziale del nodo di copertura A2 -E2
AB1	N3a	Calcolo complementare del nodo di copertura A2 -E2
AJ	N1b	Nodo di fondazione C2-D2
AF	N1a	Nodi di fondazione B2-B1
AY	N7	Coprigiunti di ripristino

Tabella 1.14 – Numerazione nodi

## 5.5.2 SLU: VERIFICHE LOCALI

Si riportano nel seguito i dimensionamenti principali di alcuni particolari significativi dell'opera.

### 5.5.2.1 Plinto

Per le dimensioni in progetto, il dado di fondazioni può essere assimilato ad una mensola tozza in cui il corrente teso è rappresentato dall'armatura disposta sul



fondo del plinto nelle due direzioni principali ortogonali. Il corrente compresso cautelativamente parte dal piano di appoggio della fondazione e migra, attraverso un puntone inclinato, lungo il dado superiore e quindi il pilastro sovrastante.

Si conduce nel seguito la verifica della mensola tozza secondo NTC2008:

La pressione massima agente sul terreno in condizioni STR, non GEO, è pari a circa 110 kPa come riportato nel seguito:

	F1	F2	F3	M1	M2	eM1	eM2	B'	L'	B*	L*	q <sub>Ed</sub>
	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	m	m	m	m	m	m	KN/m <sup>2</sup>
1	1.80	3.52	<b>229.68</b>	-3.73	5.24	-0.02	0.02	1.47	1.45			<b>107.61</b>
3	1.50	<b>22.09</b>	115.96	-14.63	4.48	-0.13	0.04	1.25	1.42	1.87		<b>65.32</b>
4	-0.33	8.37	97.28	<b>-28.44</b>	-1.78	<b>-0.29</b>	-0.02		1.46	1.37		<b>48.42</b>
6	-30.93	8.68	100.45	-27.97	-31.57	<b>-0.28</b>	<b>-0.31</b>			1.31	1.41	<b>54.32</b>

Tabella 1.15 – Pressione massima per combinazioni statiche-strutturali

La Tabella 1.15 riassume per le combinazioni più gravose STR le azioni agenti al piano di posa del plinto, a partire dai valori riassunti in Tabella 1.8 opportunamente trasportati al piano di fondazione e comprendendo il peso proprio del plinto e parte della pavimentazione insistente sull'impronta del plinto.

$$p_{p \text{ PLINTO}} = 1.30 (25 \text{ kN/m}^3 \times 1.00\text{m} + 18 \text{ kN/m}^3 \times 0.50\text{m}) = \mathbf{44.20 \text{ kPa}}$$

$$p_{\text{SLU}} = 110 \text{ kPa} - 44.2 \text{ kPa} = \mathbf{65.80 \text{ kPa}}$$

$$A = 1.50 \text{ m} \times 0.60 \text{ m} = 0.90 \text{ m}^2 \quad [\text{Area di competenza plinto}]$$

$$P_{\text{Ed}_{\text{max}}} = 65.80 \text{ kPa} \times 0.90 \text{ m}^2 \approx 60 \text{ kN} \quad [\text{forza sollecitante allo SLU}]$$

$$a = 0.45 \text{ m}$$

$$d = 0.95 \text{ m}$$

$$l = a + 0.2 d = 0.64 \text{ m}$$

$$\lambda = \cotg \psi = l / 0.9 d = 0.7485$$

$$f_{yd} = 391.3 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} = 15.87 \text{ MPa}$$





L'armatura minima necessaria per il plinto è 11Ø16 / 1.50m.

Si considera cautelativamente una larghezza della biella compressa, coincidente con il dado superiore e pari a :

$$b = 0.60 \text{ m}$$

di conseguenza l'armatura da considerare è  $A_s = 5\text{Ø}16 = 1005 \text{ mm}^2$

$$c = 1$$

$$P_{Rs} = (A_s \cdot f_{yd}) / \lambda = 525 \text{ kN} \quad [\text{Portanza della mensola – lato acciaio}]$$

$$P_{Rc} = (0.4 \cdot b \cdot d \cdot f_{cd}) \cdot c / (1 + \lambda^2) = 2319 \text{ kN} \quad [\text{Portanza della mensola – lato cls}]$$

Risulta inoltre verificato il criterio di gerarchia delle resistenze essendo:

$$P_{Rc} > P_{Rs} > P_{Ed}$$

Per contenere gli effetti fessurativi e di frettaggio all'interno del dado superiore di appoggio della piastra, sono disposte delle staffe di contenimento in numero di 5Ø10.

La verifica a punzonamento per il plinto in esame risulta del tutto trascurabile.

#### 5.5.2.2 Profilo di attacco L120x10

Il profilo a cui appendere i pannelli coibentanti risulta ampiamente verificato come da § 5.1. In questa sede si conducono delle verifiche locali.

##### **Cavo tenditore:**

Si prevede un pendino M6/m ( $A=28.27 \text{ mm}^2/\text{m}$ ) che deve sostenere un carico di  $P = 0.40 \text{ kN/m}$  (vedi § 3.5.2).

$$\sigma_s = P / A = 14.15 \text{ MPa} \quad \text{verifica soddisfatta}$$

##### **Ala del profilo L120x10:**

I carichi provenienti dall'analisi FEM in corrispondenza dell'attacco del profilo L120x10 all'ala inferiore della trave HEA240 sono i seguenti:

$$V = 2.28 \text{ kN} \quad \text{carico verticale all'ala inferiore della trave}$$

$$N = 0.17 \text{ kN} \quad \text{carico parallelo all'ala inferiore della trave}$$



Si conduce una verifica a pressoflessione dell'ala inferiore della trave ( $s=12\text{mm}$ ) in corrispondenza dell'attacco della trave, previa diffusione a  $45^\circ$  della distanza dal punto di applicazione del bullone ( $M12$ ,  $A_{\text{res}} = 84\text{mm}^2$ ). Allo scopo si riportano con le giuste eccentricità ( $e = 58.2\text{ mm}$ ) i carichi a filo anima della trave:

$$M = V e = 2.28\text{ kN} \times 0.0582\text{ m} = 0.133\text{ kNm}$$

$$A = 12\text{mm} \times (2 \times 58.2\text{mm}) = 1396.8\text{ mm}^2$$

$$W = (2 \times 58.2\text{mm}) \times (12\text{mm})^2 / 6 = 2793.6\text{ mm}^3$$

$$\sigma = N / A + M / W = 47.73\text{ MPa}$$

$$\tau = 1.5 V / A = 2.45\text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{id}} = \sqrt{(\sigma^2 + 3\tau^2)} = 48\text{ MPa} \quad \text{verifica soddisfatta}$$

$$\text{Verifica rifollamento: } \sigma_{\text{rif}} = N / s d = 0.88\text{ MPa} \quad \text{verifica soddisfatta}$$

#### **Bulloni:**

Facendo riferimento alla simbologia della verifica precedente si conducono le verifiche sui bulloni di aggancio del profilo in esame.

$$\sigma = N / A_{\text{res}} = 27.14\text{ MPa}$$

$$\tau = V / A_{\text{res}} = 2.02\text{ MPa}$$

$$f_{d,V} = 396\text{ MPa} \quad ; \quad f_{d,N} = 560\text{ MPa}$$

$$(\tau / f_{d,V})^2 + (\sigma / f_{d,N})^2 = 0.002 < 1 \quad \text{verifica soddisfatta}$$

#### **5.5.2.3 Squadrette di attacco IPE240 e IPE300**

Per collegare le travi retrostanti IPE300 ed IPE240 si utilizzano due squadrette a lati uguali  $75 \times 6$  di lunghezza  $140\text{mm}$  con  $3+3M12$ .

Il carico tagliante proveniente dall'analisi FEM in corrispondenza dell'attacco dei profili secondari con la colonna principale sono allo SLU-STR:  $V = 3.55\text{ kN}$

Si conduce una verifica a taglio dei bulloni in quanto le squadrette di attacco, presentando spessori superiori a quelle delle anime dei profili collegati, risultano automaticamente soddisfatte.

Consideriamo innanzitutto le eccentricità nei vari piani di inflessione:

$$e_1 = 40 + 7.5/2 = 43.75\text{ mm}$$

eccentricità lungo HEA240



$e_2 = 40 + 7.1/2 = 43.55 \text{ mm}$  eccentricità lungo HEA240  
 a favore di sicurezza e viste le leggere differenze, si adotta un'unica eccentricità di calcolo pari a  $e = 43.75 \text{ mm}$

***Bulloni lato anima colonna HEA240:***

Le forze di taglio agente nelle due direzioni sul singolo bullone sono:

$V_b = V / 2 \times 3 = 0.59 \text{ kN}$  forza verticale agente sul bullone

$F_b = M / h = 0.98 \text{ kN}$  forza orizzontale agente sul bullone

dove:

$M = V / 2 \times e$

$h = 80 \text{ mm}$  (interasse tra i bulloni più esterni)

$T_b = \sqrt{(V_b^2 + F_b^2)} = 1.14 \text{ kN}$  forza di taglio complessiva agente sul bullone

***Bulloni lato anima trave IPE240 – IPE300:***

Le stesse considerazioni, data la medesima geometria, portano agli stessi risultati.

La verifica del bullone porta ai seguenti tassi di lavoro.

$\tau = T_b / A_{res} = 13.61 \text{ MPa} < f_{d,V} = 396 \text{ MPa}$  verifica soddisfatta

## 5.6 VERIFICHE GEOTECNICHE AGLI STATI LIMITE

Le verifiche di tipo geotecnico sono state eseguite utilizzando la combinazione 1 dei coefficienti parziali (A2+M2+R2) rispettivamente per le azioni, per i parametri geotecnici e per la resistenza del sistema geotecnico.

Nella combinazione sismica dei carichi si fa riferimento ai coefficienti: (M2+R2).

Si riportano le tabelle della normativa che definiscono i coefficienti parziali:

**Tabella 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.**

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali <sup>(1)</sup>	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Qi}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

**Tabella 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno**

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE $\gamma_M$	(M1)	(M2)
<i>Tangente dell'angolo di resistenza al taglio</i>	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
<i>Coesione efficace</i>	$c'_k$	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
<i>Resistenza non drenata</i>	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
<i>Peso dell'unità di volume</i>	$\gamma$	$\gamma_\gamma$	1,0	1,0

**Tabella 6.4.I - Coefficienti parziali  $\gamma_R$  per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali.**

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,8$	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$	$\gamma_R = 1,1$

### 5.6.1 DETERMINAZIONE DELLA CAPACITÀ PORTANTE

Le verifiche sono state condotte ponendosi sempre nella condizione drenata del terreno vista la sua natura incoerente. Non sono state fatte quindi distinzioni nei confronti di azioni statiche o sismiche.

Dalla caratterizzazione e modellazione geologica del sito si ottengono i seguenti parametri caratteristici, facendo particolare riferimento al sondaggio S10, di cui al documento YA-0103, in quanto più indicativo dell'area su cui sorgerà il manufatto in esame:

$$\phi' = 28^\circ \quad \text{angolo di attrito}$$



$c' = 0 \text{ kN/m}^2$	coesione efficace
$C_u = 0 \text{ kN/m}^2$	coesione non drenata
$\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$	peso di volume

Tali valori sono riportati nella relazione geotecnica per i terreni da p.c. fino a 3.00m di profondità.

Per la definizione del modulo elastico è stata utilizzata la correlazione proposta da Stroud (1988), che utilizza i valori di  $N_{\text{SPT}}$ . In particolare tra 1.5m e 3.0m di profondità si registrano  $N_{\text{SPT}}$  pari a 7colpi/30cm, da cui si è ricavato  $(N_1)_{60} = 14$ ; questo dato è stato utilizzato nel:

$$E'_{(FS=3.0)} / N_{60} \approx 1 \quad \text{modulo elastico drenato secante [MPa]}$$

valida nel caso di deformazioni a taglio attese proprie di fondazioni ad imposta diretta (maggiori di 0.01%).

Si conclude quindi:  $E' = 14\text{MPa}$

La determinazione della capacità portante limite  $q_{\text{lim}}$  del terreno è stata condotta adottando il metodo dell'equilibrio limite globale con la formulazione trinomia fornita da Brinch Hansen (1970), basata sull'assunzione di un comportamento rigido-plastico del terreno e perciò applicabile solo al caso di rottura generale, pertanto è stato verificato l'appartenenza a questo caso, valutando l'indice di rigidezza  $I_R$  del terreno:

$$I_R = \frac{G}{c + \sigma'_v \cdot \tan \phi'} = 522$$

dove:

- $G = E / (2 \cdot (1 - \nu))$  è il modulo di deformazione al taglio, che nel caso in esame considerando i valori del modulo di elasticità ( $E$ ) e del fattore  $\nu$  proposti in relazione geotecnica, rispettivamente pari a 14MPa e circa a 0,30, si quantifica in 10MPa;
- $\sigma'_v$  è la tensione efficace iniziale esistente alla profondità  $B/2$  al di sotto della fondazione;
- $c, \phi'$  sono i parametri geotecnici di calcolo del terreno di fondazione, rispettivamente coesione e angolo di attrito.



Per applicare correttamente la formula trinomia della capacità portante limite, l'indice di rigidezza del terreno deve essere superiore all'indice di rigidezza critico:

$$I_{CR} = 0.5 \cdot \left\{ \exp \left[ \left( 3.3 - 0.45 \cdot \frac{B}{L} \right) \cdot \cot \left( 45 - \frac{\phi'}{2} \right) \right] \right\}$$

dove per fondazione nastriforme  $B/L=0$ .

Nel caso in esame, prendendo in considerazione le dimensioni dei plinti:  $B=1.5\text{m}$  ed  $L=1.5\text{m}$ , il calcolo dell'indice  $I_R$  porta ad un risultato pari a 57circa.

Essendo quindi rispettata la disuguaglianza:  $I_R > I_{CR}$ , non occorre applicare alla formula per il calcolo della capacità portante limite i coefficienti correttivi che tengono conto della compressibilità del terreno.

La formula generale di Brinch Hansen, usata in condizioni drenate con solo azioni statiche è la seguente:

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

dove:

$B$  = dimensione minima "effettiva" della fondazione (criterio di Meyerhoff);

$\gamma$  = peso del terreno di fondazione;

$q'$  = tensione verticale efficace alla quota di imposta nell'intorno della fondazione (sovraccarico);

$c'$  = coesione efficace;

$N_\gamma, N_q, N_c$  = fattori di capacità portante principali,

compaiono pure altri fattori correttivi elencati e descritti nel seguito.

- Fattori di capacità portante dipendenti dall'angolo di resistenza al taglio:

$N_c = (N_q - 1) \cotg(\phi')$  Reissner (1924)

$N_q = \tan(\pi/2 + \phi'/2)^2 e^{(\pi \cdot \tan(\phi'))}$  Prandtl (1921)

$N_\gamma = 1,5 (N_q - 1) \tan(\phi')$  Brinch Hansen (1970)



- Fattori di forma della fondazione: Vesic (1973)

$$s_c = 1 + B/L \cdot N_q / N_c$$

$$s_q = 1 + B/L \cdot \tan(\phi')$$

$$s_\gamma = 1 - 0,4 \cdot B/L$$

- Fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del carico: Vesic (1973)

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \tan(\phi')}$$

$$i_q = \left[ 1 - \frac{H}{N + B \cdot L \cdot c' \cdot \cot g(\phi')} \right]^m$$

$$i_\gamma = \left[ 1 - \frac{H}{N + B \cdot L \cdot c' \cdot \cot g(\phi')} \right]^{m+1}$$

dove:

$$m = [(2+B/L)/(1+B/L)] \quad \text{se } H \text{ agisce lungo il lato } B$$

$$m = [(2+L/B)/(1+L/B)] \quad \text{se } H \text{ agisce lungo il lato } L$$

- Fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione della base della fondazione: Brinch Hansen (1970)

$$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan(\phi'))$$

$$b_q = b_\gamma = (1 - \alpha \tan(\phi'))^2$$

$\alpha$  = inclinazione del piano in radianti

- Fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del piano di campagna: Brinch Hansen (1970)

$$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan(\phi'))$$

$$g_q = g_\gamma = (1 - \tan(\omega))^2$$

$\omega$  = inclinazione del piano campagna



- Fattori dipendenti dalla profondità del piano di campagna: Vesic (1973)

$$d_c = d_q - (1-d_q)/(N_c \tan(\phi'))$$

$$d_q = 1 + 2 D/B \tan(\phi') (1 - \sin(\phi'))^2 \quad \text{per } D/B \leq 1$$

$$= 1 + 2 \tan(\phi') (1 - \sin(\phi'))^2 \tan^{-1}(D/B) \quad \text{per } D/B > 1$$

Si sottolinea che nel caso in oggetto il piano di posa della fondazione si trova a circa 1.20m di profondità da p.c., ma soltanto i 70cm più profondi costituiranno un sovraccarico laterale simmetrico per ogni plinto. Si assumerà quindi  $D=0.70\text{m}$ .

Nel caso in esame, inoltre, i fattori correttivi  $b_{c,q,g}$ ,  $g_{c,q,g}$  e  $r_\gamma$  sono pari all'unità.

La capacità portante dei plinti in oggetto è stata computata in 7 condizioni differenti raggruppate nel seguito (vedi § 3.7):

1	2	3	4	5	6	7
GEO_C2	E_SLV_X	GEO_C2	GEO_C4	E_SLV_X	GEO_C4	E_SLV_X

Tabella 1.16 – Combinazioni analizzate

A favore di sicurezza le azioni  $F_1$ ,  $F_2$ ,  $F_3$  e  $M_1$ ,  $M_2$  sono riferite al baricentro della fondazione nella sezione di verifica (cioè la mezzeria di B). ( $F_3$  perpendicolare al piano di posa della fondazione e  $F_1$ ,  $F_2$  nel piano;  $F_2$  è accoppiata con  $M_1$  e  $F_1$  è accoppiata con  $M_2$ )

$$M_{1\text{intr}} = M_{1\text{estr}} - F_2 h_{\text{plinto}} \quad ; \quad M_{2\text{intr}} = M_{2\text{estr}} + F_1 h_{\text{plinto}}$$

Nel calcolo della capacità portante sono state considerate le dimensioni ridotte dall'eccentricità, cioè:

$$B' = B - 2e \quad \text{larghezza ridotta quando } e < B/6$$

$$L' = L - 2e \quad \text{larghezza ridotta quando } e < L/6$$

In caso di parzializzazione del plinto, invece, si sono considerate le seguenti dimensioni:

$$B^* = 3(B/2 - e) \quad \text{larghezza ridotta quando } e > B/6$$

$$L^* = 3(L/2 - e) \quad \text{larghezza ridotta quando } e > L/6$$

dove  $B/6 = L/6 = 1.5\text{m} / 6 = 0.25\text{m}$ .





Si sottolinea che l'azione F3 comprende il peso proprio della fondazione e parte della pavimentazione (90 kN) e gli è stata associata la forza di taglio massima tra F<sub>1</sub> e F<sub>2</sub> (celle colorate in tabella). Il Valore  $q = 18 \text{ kN/m}^3 \times 0.70\text{m} + 24 \text{ kN/m}^3 \times 0.18\text{m} = 16.92 \text{ kPa}$

	F1	F2	F3	M1	M2	eM1	eM2	B'	L'	B*	L*	q	R2	q <sub>Rd</sub>	q <sub>Ed</sub>
	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	m	m	m	m	m	m	KN/m <sup>2</sup>	-	KN/m <sup>2</sup>	KN/m <sup>2</sup>
1	1,56	3,16	208,03	-3,45	4,53	-0,02	0,02	1,46	1,46			16,92	1,8	<b>457,79</b>	<b>97,59</b>
3	1,31	18,72	111,16	-12,43	3,89	-0,11	0,03	1,39	1,44			16,92	1,8	<b>350,68</b>	<b>55,54</b>
4	-0,29	7,41	93,19	-24,95	-1,55	-0,27	-0,02		1,46	1,44		16,92	1,8	<b>411,37</b>	<b>44,32</b>
6	-26,80	7,68	95,94	-24,55	-27,37	-0,26	-0,29			1,38	1,47	16,92	1,8	<b>278,40</b>	<b>47,29</b>

Tabella 1.17 – Capacità portante combinazioni statiche-geotecniche

Le verifiche risultano soddisfatte essendo la pressione sollecitante di progetto all'ipotesi  $q_{Ed} [= F3 / (B' \cdot L')]$  inferiore a  $q_{Rd} [= q_{lim} / \gamma_R]$ .

### 5.6.2 PORTATA LIMITE IN FASE SISMICA

Per l'analisi della capacità portante del terreno in presenza di sisma oltre alle forze inerziali dovute alle masse in elevazione occorre tenere conto della forza inerziale agente sul volume di terreno in potenziale movimento.

A tale proposito si può fare riferimento al metodo di calcolo proposto da Paolucci e Peker (1997) (basato su un approccio di tipo cinematico) che prevede l'impiego delle stesse formulazioni di cui alle condizioni statiche ma tenendo conto di fattori di capacità portante ( $N_{\gamma-e}$ ,  $N_{q-e}$ ,  $N_{c-e}$ ) ridotti rispetto a quelli statici ( $N_{\gamma-s}$ ,  $N_{q-s}$ ,  $N_{c-s}$ ) grazie ad opportuni fattori ( $z_\gamma$ ,  $z_q$ ,  $z_c$ ):

$$N_{\gamma-e} = z_\gamma \cdot N_{\gamma-s}$$

$$N_{q-e} = z_q \cdot N_{q-s}$$

$$N_{c-e} = z_c \cdot N_{c-s}$$

I fattori riduttivi ( $z_\gamma$ ,  $z_q$ ,  $z_c$ ) vengono definiti in funzione dei parametri di resistenza al taglio del terreno di fondazione e del coefficiente pseudo-statico di progetto ( $k_h$ ) mediante le seguenti espressioni (vedere anche figura n.12.1):

$$z_\gamma = z_q = (1 - k_h / \tan \phi')^{0.35}$$

$$z_c = 1 - 0.32 k_h$$



in funzione del coefficiente sismico  $k_{hk}$  desunto dalle NTC (§ 7.11.3.5.2):

$$k_{hk} = k_h = \beta_s a_{max}/g = 0.0118$$

dove (vedere relazione geotecnica e § 3.5.7):

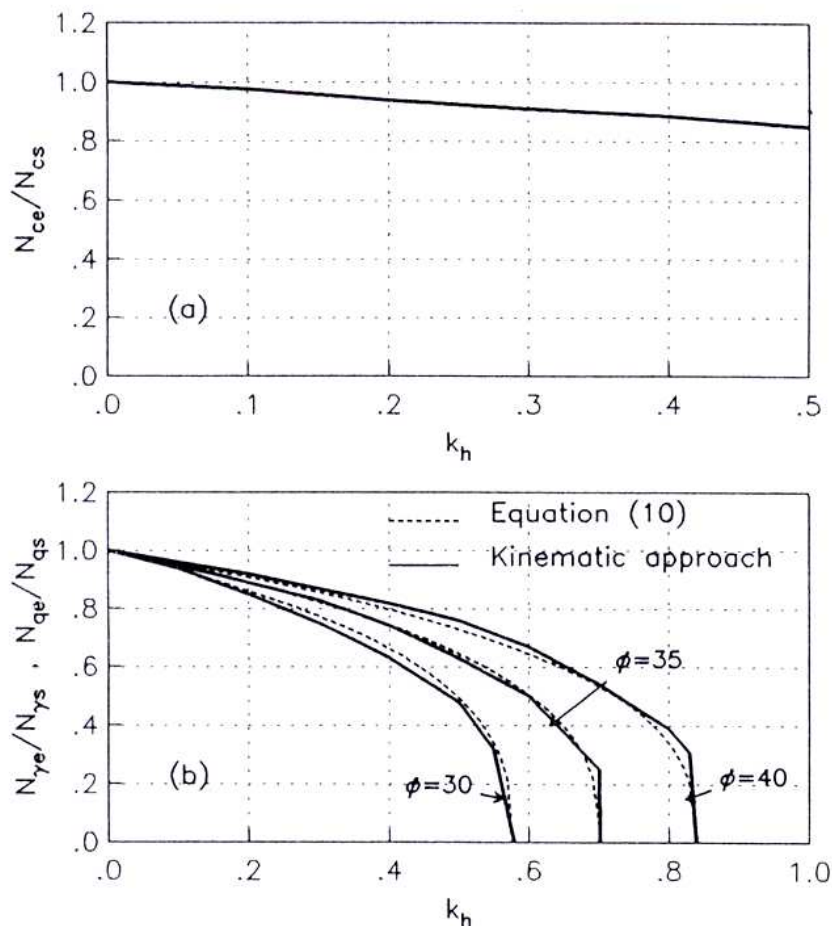
$$\beta_s = 0.20 \quad \text{per categoria del sottosuolo B ed essendo } a_g < 0.1;$$

$$a_{max} = S \cdot a_g = 1.2 \cdot 0.049 = 0.059g.$$

si ha quindi:

$$z_\gamma = z_q = (1 - k_h / \tan \phi')^{0.35} = 0.992$$

$$z_c = 1 - 0.32 k_h = 0.996$$



### Riduzione dei fattori di capacità portante in presenza di sisma (Paolucci e Peker, 1997)

Nella tabella seguente si riassumono i risultati della capacità portante nelle sole condizioni sismiche analizzate.



	F1	F2	F3	M1	M2	eM1	eM2	B'	L'	B*	L*	q	R2	q <sub>Rd</sub>	q <sub>Ed</sub>
	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	m	m	m	m	m	m	KN/m <sup>2</sup>	-	KN/m <sup>2</sup>	KN/m <sup>2</sup>
2	-39,76	-2,32	106,32	-2,07	-40,47	-0,02	-0,38		1,46	1,11		16,92	1,8	<b>70,80</b>	<b>65,60</b>
5	2,08	14,46	109,69	-11,60	6,46	-0,11	0,06	1,28	1,38			16,92	1,8	<b>371,87</b>	<b>62,10</b>
7	0,57	-0,94	98,18	2,88	1,99	0,03	0,02	1,44	1,46			16,92	1,8	<b>457,17</b>	<b>46,70</b>

Tabella 1.18 – Capacità portante combinazioni sismiche

Le verifiche risultano soddisfatte essendo, anche in fase sismica, la pressione sollecitante di progetto all'ipotesi  $q_{Ed}$  inferiore a  $q_{Rd}$ .

### 5.6.3 VERIFICA A SCORRIMENTO

La verifica allo scorrimento della fondazione sul piano di posa viene eseguita prendendo in considerazione la sola azione attrittiva alla base della fondazione stessa:  $F_3 \tan \phi'$  ( $\phi'=28^\circ$ ), non si considera, a favore di sicurezza, la spinta passiva eventualmente presente sul lato della fondazione nella direzione della forza.

Essendo la combinazione di verifica la comb. 1 (A2+M2+R2) il coefficiente parziale sulla resistenza allo scorrimento è:  $\gamma_{R3} = 1.1$ , quindi la resistenza di progetto è data da:

$$V_{Rd} = F_3 \tan \phi' / \gamma_{R3}$$

	F3	$\phi$	$\phi_{rid}$	B	L	R2	V <sub>Rd</sub>	V <sub>Ed</sub>
	KN	°	°	m	m	-	KN	KN
1	208,03	28	23,04	1,5	1,5	1,1	<b>80,45</b>	<b>3,16</b>
2	106,32	28	23,04	1,5	1,5	1,1	<b>41,11</b>	<b>39,76</b>
3	111,16	28	23,04	1,5	1,5	1,1	<b>42,99</b>	<b>18,72</b>
4	93,19	28	23,04	1,5	1,5	1,1	<b>36,04</b>	<b>7,41</b>
5	109,69	28	23,04	1,5	1,5	1,1	<b>42,42</b>	<b>14,46</b>
6	95,94	28	23,04	1,5	1,5	1,1	<b>37,10</b>	<b>26,80</b>
7	98,18	28	23,04	1,5	1,5	1,1	<b>37,96</b>	<b>0,94</b>

Tabella 1.19 – Verifica a scorrimento

Le verifiche risultano soddisfatte essendo:  $V_{Rd} > V_{Ed}$ .

Si evidenzia che comunque i plinti di fondazioni sono resi solidali da una cappa in c.a. che li lega tra loro.



#### 5.6.4 CEDIMENTO ASSOLUTO

Con il metodo di Burland e Burbidge (1984) si valutano i cedimenti  $s$  del terreno, nel caso più generale, l'espressione per il calcolo è la seguente:

$$s = f_s \cdot f_H \cdot f_t \cdot [\sigma'_{vo} \cdot B^{0.7} \cdot \frac{I_C}{3} + (q' - \sigma'_{vo}) \cdot B^{0.7} \cdot I_C]$$

nella quale:

- $q'$  = pressione efficace media sull'area ridotta, espressa in kPa;
- $\sigma'_{vo}$  = tensione verticale efficace agente alla quota di imposta della fondazione, espressa in kPa;
- $B$  = larghezza della fondazione, espressa in m;
- $I_C$  = indice di compressibilità;
- $f_s$ ,  $f_h$  e  $f_t$  = fattori correttivi che tengono conto rispettivamente della forma, dello spessore dello strato compressibile e della componente viscosa dei cedimenti.

L'indice di compressibilità, derivato da studi condotti su oltre 200 casi reali, è legato statisticamente ai valori di  $N_{SPT}$  dalla seguente relazione:

$$\log(N_{AV}^{1.4} \cdot I_C \cdot 10^2) = 2,232 \pm 0,263$$

nella quale 2,232 è il valore medio, ed 0,263 rappresenta lo scarto quadratico medio ed  $N_{AV}$  è la media dei valori  $N_{SPT}$  ricavate in sito, all'interno della profondità significativa  $z_i$ , e corrette nel caso di depositi ghiaiosi o sabbioso-ghiaiosi nel modo seguente  $N_C = 1,25 N_{SPT}$ .

L'indice di compressibilità medio assume il valore:

$$I_C = \frac{1,706}{N_{AV}^{1.4}}$$

I fattori correttivi sono i seguenti:

$$z_i = B^{0.7}$$

profondità significativa secondo il metodo proposto nel caso di  $N_{SPT}$  a gradiente positivo con la profondità;



$$f_H = \frac{H}{z_i} \left( 2 - \frac{H}{z_i} \right)$$

fattore da prendere in conto se lo strato comprimibile è inferiore al valore della profondità significativa ( $H < z_i$ );

$$f_s = \left( \frac{1,25 \cdot \frac{L}{B}}{\frac{L}{B} + 0,25} \right)$$

fattore di forma;

$$f_t = \left( 1 + R3 + R \cdot \log \frac{t}{3} \right)$$

fattore che tiene conto della durata del carico cioè della componente viscosa del cedimento, dove  $t \geq 3$  espresso in anni,  $R3 = 0.3 \div 0.7$ , ed  $R = 0.2 \div 0.8$ .

(nella fattispecie si sono adottati i seguenti parametri di calcolo:

$R3 = 0.3$ ,  $R = 0.2$ ,  $t = 50$  anni)

Per il caso in esame si è fatto riferimento ai valori di  $N_{SPT}$  ricavati durante il sondaggio S-10 per la profondità significativa, pari a circa 1.3m da p.c., il valor medio di  $N_{SPT}$  risulta pari a 7 e corretto per i depositi ghiaiosi o sabbioso-ghiaiosi risulta:

$N_{AV} \text{ corretto} = N_C = 1,25 N_{SPT} = 8.75$ .

I cedimenti calcolati con l'espressione di Burland e Burbidge sono raccolti nella tabella seguente. Si tenga presente che lo strato di terreno più deformabile sotto la fondazione è pari a circa 1.5m.

B	L	$M_{SLE}$	$N_{SLE}$	e	B*	q'	$\sigma_v'$	$l_c$	$z_i$	$f_s$	$f_H$	$f_t$	s
[m]	[m]	[KNm]	[KN]	[m]	[m]	[KN/m <sup>2</sup> ]	[KN/m <sup>2</sup> ]	[-]	[m]	[-]	[-]	[-]	[mm]
1,500	1,460	3,45	185,17	0,019	1,463	86,706	1,260	0,082	1,328	0,995	1,000	1,544	<b>14.4</b>
1,500	1,460	40,47	83,46	0,485	0,530	107,818	1,260	0,082	1,328	0,995	1,000	1,544	<b>17.8</b>
1,500	1,440	12,43	88,30	0,141	1,218	50,325	1,260	0,082	1,328	0,992	1,000	1,544	<b>8.2</b>
1,500	1,460	24,95	70,33	0,355	0,790	60,939	1,260	0,082	1,328	0,995	1,000	1,544	<b>10.1</b>
1,500	1,380	11,60	86,83	0,134	1,233	51,038	1,260	0,082	1,328	0,983	1,000	1,544	<b>8.3</b>
1,500	1,470	27,37	73,08	0,375	0,751	66,201	1,260	0,082	1,328	0,996	1,000	1,544	<b>10.9</b>
1,500	1,460	2,88	75,32	0,038	1,424	36,240	1,260	0,082	1,328	0,995	1,000	1,544	<b>5.9</b>

Tabella 1.20 – Verifica dei cedimenti

A favore di sicurezza i valori di  $M_{SLE}$  e  $N_{SLE}$  sono stati stimati prendendo in considerazione la condizione A2+M2 in quanto l'aliquota dovuta ai carichi variabili è pesata, rispetto alla combinazione rara, di un fattore pari ad 1.30.



I valori di spostamento sono al massimo dell'ordine di 1.8 cm, quindi compatibili con il tipo di struttura.

#### 5.6.5 CONSIDERAZIONI

In merito a quanto riportato nel documento YA-0103, secondo cui *“...qualora previste fondazioni dirette queste dovranno essere impostate previa asportazione di detto strato in quanto non idoneo...”*, la relazione geotecnica di base si riferisce ad opere di una certa importanza come quelle già esistenti (edifici di due piani in ossatura di calcestruzzo armato e solai in latero-cemento, fondati su pali di grosso diametro).

Nel caso in esame, la struttura non è nulla di più di un tettoia con qualche carico appeso; inoltre da considerazioni numeriche puntuali e non generiche presenti nei paragrafi precedenti (portanza terreno e cedimenti fondazionali) appare ragionevole l'assunzione di fondazioni di tipo diretto senza necessaria asportazione di terreno oltre allo strato superficiale di piazzale/coltivo.

Si tenga inoltre presente che occorre comunque eseguire un prescavo generalizzato di circa 80-100 cm per realizzare il vespaio di aerazione.

Pertanto come si può vedere dalla sequenza di lavorazioni sotto riportata, con cui s'intende realizzare la struttura:

- scavo generale di sbancamento e successivi ribassi per il posizionamento dei plinti;
- realizzazione plinti di fondazione;
- rinterri ed esecuzione del vespaio con relativa soletta di collaborazione;
- realizzazione pavimento industriale;
- montaggio della struttura metallica principale;
- predisposizione dei tiranti di appensione alla struttura principale;
- posa della copertura;



- inserimento delle strutture interne delle celle e collegamento, laddove previsto, alla struttura principale tramite pendini.

e dall'intensità dei carichi dovuti all'appensione delle celle (carico G3 - vedi § 3.5.2) l'aliquota di cedimento immediato prima della appensione è preponderante. Inoltre cautelativamente i cavi di appensione sono dotati di tenditori regolabili qualora si dovessero verificare rilasciamenti del cavo.



## 6 ALLEGATI

---

### 6.1 MODELLO FEM – SAP2000 -

Si riportano nelle pagine seguenti i tabulati di calcolo del programma di calcolo utilizzato per l'analisi globale della struttura.





## **6.2 VERIFICHE DEI NODI – CSE -**

Si riportano nelle pagine seguenti i tabulati di calcolo commentati dal programma in merito ai tassi di sfruttamento dell'unione considerata e dei principali limiti normativi richiesti. Per una maggiore corrispondenza tra i nodi analizzati dal programma di calcolo e quanto riportato nei documenti grafici si faccia riferimento alla Tabella 1.14.