

PROGETTO

SVILUPPO PROGETTO

TERMINALE GNL NEL PORTO DI MONFALCONE

UBICAZIONE

MONFALCONE, ITALIA

PROPONENTE

SMART GAS S.p.A.



UNITA' FUNZIONALE

DOCUMENTI PER AUTORIZZAZIONE

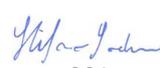
TITOLO DOCUMENTO

RELAZIONE DI CALCOLO OPERE CIVILI



CONSULENZA

consulting, design, operation & maintenance engineering

30/06/2014	EMISSIONE PER APPROVAZIONE	 CHM	 MFC <i>Andrea Sela</i> ALS	 DIL	 SSA
DATA	DESCRIZIONE	ESEGUITO	CONTROLL.	APPROVATO	SOTT.

DATA	SCALA	CODIFICA INTERNA	DOC. N.				REV	FG	
30/06/2014	-	14-007-H19	14	007	CIV	R	020	0	-

INDICE

	<u>Pagina</u>
LISTA DELLE TABELLE	IV
LISTA DELLE FIGURE	V
1 INTRODUZIONE	1
2 CARATTERIZZAZIONE DEL SITO	4
2.1 GEOTECNICA E SISMICA	4
3 DESCRIZIONE OPERE CIVILI PRINCIPALI	6
3.1 FONDAZIONE SUPPORTO SLEEPERS (AREA 2)	6
3.2 FONDAZIONE SERBATOI GNL	6
3.3 COMPRESSORI BOIL OFF GAS / KO DRUM / SERBATOIO RACCOLTA DRENAGGI / COMPRESSORI GAS AD ALTA PRESSIONE	6
3.4 RECONDENSER	6
3.5 POMPE GNL AD ALTA PRESSIONE	6
3.6 OPEN RACK VAPORIZER	7
3.7 KO DRUM	7
3.8 VASCHE RACCOLTA ACQUE DI IMPIANTO	7
3.9 EDIFICIO QUADRI ELETTRICI E SALA CONTROLLO	7
3.10 UFFICI / RECEPTION	7
3.11 EDIFICIO COMPONENTI AUSILIARIE	7
3.12 EDIFICIO MANUTENZIONE / SPOGLIATOI	8
3.13 FONDAZIONE PER SERBATOI FUORI TERRA	8
3.14 SERBATOI INTERRATI PER DIESEL	8
3.15 STAZIONE CABINA GAS	8
3.16 PIPE RACK	8
3.17 CABINA DI MISURA FISCALE (AREA 5)	9
3.18 RETE DI SMALTIMENTO ACQUE METEORICHE	9
4 MATERIALI	10
4.1 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	10
4.1.1 Acciaio per Cemento Armato	10
4.1.2 Acciaio da Carpenteria Metallica	10
4.1.3 Calcestruzzo per Opere Civili On Shore	11
4.2 DURABILITÀ	12
4.2.1 Conglomerato Cementizio	12
4.3 CARATTERISTICHE DI CALCOLO DEI MATERIALI	13
4.3.1 Acciaio per Cemento Armato	13
4.3.2 Acciaio da Carpenteria Metallica	13
4.3.3 Calcestruzzo	14
5 CONDIZIONI IMPOSTE ALLE STRUTTURE	15
5.1 CARICHI PERMANENTI STRUTTURALI	15
5.2 CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI	15
5.3 CARICO DA SISMA	15

5.3.1	Vita Nominale, Classe d'Uso e Periodo di Riferimento	15
5.3.2	Fattore di Struttura q	18
5.3.3	Costruzioni in Cemento Armato	18
5.3.4	Costruzioni in Acciaio	19
5.4	CARICO DA VENTO	19
5.5	CARICO DA NEVE	24
5.6	AZIONE TERMICA	25
5.7	SOVRACCARICHI VARIABILI	25
6	CONDIZIONI DI CARICO E COMBINAZIONI DI CALCOLO	26
6.1	CONDIZIONI DI CARICO	26
6.2	COMBINAZIONI DI CALCOLO PER GLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)	26
6.3	COMBINAZIONI DI CALCOLO PER GLI STATI LIMITE ESERCIZIO (SLE)	27
7	SERBATOIO GNL	28
7.1	VERIFICHE FONDAZIONI – METODOLOGIA DI CALCOLO	28
7.2	VERIFICHE FONDAZIONI – RISULTATI	31
8	EDIFICIO COMPONENTI AUSILIARIE	33
8.1	DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO	33
8.2	VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI PRINCIPALI	34
8.2.1	Travi	34
9.1.2	Pilastrì	38
9.1.3	Soletta di Copertura	39
9.1.4	Platea	40
10	EDIFICIO QUADRI ELETTRICI E SALA CONTROLLO	41
10.1	DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO	41
10.2	RESISTENZA AL FUOCO DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI	41
10.3	VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI PRINCIPALI	42
10.3.1	Travi	42
10.3.2	Pilastrì	43
10.3.3	Soletta di copertura	44
10.3.4	Platea	44
11	EDIFICIO UFFICI	45
11.1	DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO	45
11.2	VERIFICHE	45
11.2.1	Travi principali	46
11.2.2	Pilastrì	52
11.2.3	Soletta di Copertura	57
12	PIPERACK – MAGLIA TIPICA	65
12.1	DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO	65
12.2	VERIFICHE	65
12.2.1	Travi Principali HeB200	66
12.2.2	Pilastrì	67
12.2.3	Controventi di Piano	68
12.3	COMPORAMENTO GLOBALE DELLA STRUTTURA	69

12.3.1	Modi Propri di Vibrare	69
12.3.2	Verifica di Stabilità Globale e delle Imperfezioni	70
13	PIPERACK – SOVRAPPASSO	71
13.1	DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO	71
13.2	VERIFICHE	71
13.2.1	Colonne HeB300	72
13.2.2	Briglie HeA180	73
13.2.3	Travi Trasversali HeA180	74
13.2.4	Controventi Verticali	75
13.2.5	Controventi di Piano	76
13.3	COMPORAMENTO GLOBALE DELLA STRUTTURA	77
13.3.1	Modi Propri di Vibrare	77
13.3.2	Verifica di Stabilità Globale e delle Imperfezioni	78
14	STAZIONE CABINA GAS E MISURA FISCALE	79
14.1	DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO	79
14.2	VERIFICHE	79
14.2.1	Colonne HeB260	80
14.2.2	Briglia Superiore Trave Reticolare Principale	81
14.2.3	Briglia Inferiore Trave Reticolare Principale	82
14.2.4	Briglia Superiore Trave Reticolare Secondaria	83
14.2.5	Controventi di Falda	84
14.2.6	Puntoni	85
14.3	COMPORAMENTO GLOBALE DELLA STRUTTURA	86
14.3.1	Modi Propri di Vibrare	86
14.3.2	Verifica di Stabilità Globale e delle Imperfezioni	87
15	EDIFICIO OFFICINA E SPOGLIATOIO	88
15.1	DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO	88
15.2	VERIFICHE	88
15.2.1	Colonne HeB240	89
15.2.2	Colonne HeA220	90
15.2.3	Briglia Superiore Trave Reticolare	91
15.2.4	Arcareccio	92
15.2.5	Controventi di Falda (solo tesi)	93
15.2.6	Controventi Verticali (solo tesi)	94
15.3	COMPORAMENTO GLOBALE DELLA STRUTTURA	95
15.3.1	Modi Propri di Vibrare	95
15.3.2	Verifica di Stabilità Globale e delle Imperfezioni	96
16	RETE DI SMALTIMENTO ACQUE METEORICHE	97
16.1	DESCRIZIONE DELLA RETE	97
16.2	ANALISI IDRAULICA	100
16.3	VERIFICHE STATICHE TUBAZIONI IN MATERIALE PLASTICO	104
16.4	DIMENSIONAMENTO IMPIANTI DI TRATTAMENTO	105

RIFERIMENTI

LISTA DELLE TABELLE

<u>Tabella No.</u>	<u>Pagina</u>
Tabella 2.1: Riepilogo Parametri Geomeccanici	4
Tabella 2.2: Stratigrafia di Progetto Area 3 (serbatoi GNL)	5
Tabella 2.3: Parametri Accelerazione di Progetto	5
Tabella 4.1: Caratteristiche Acciaio per Cemento Armato B450C	10
Tabella 4.2: Valori Limiti per la Composizione e le Proprietà del Calcestruzzo	11
Tabella 5.1: Parametri Accelerazione su Suolo Rigido Opere ricadenti su Terraferma	17
Tabella 5.2: Parametri Accelerazione di Progetto Opere ricadenti su Terraferma	17
Tabella 5.3: Valori dei Parametri $v_{b,0}$, a_0 e k_a per le Diverse Zone Italiane	20
Tabella 5.4: Classi di Rugosità del Terreno	21
Tabella 5.5: Criterio di Assegnazione della Categoria di Esposizione	21
Tabella 5.6: Valori dei Parametri k_r , z_0 e z_{min}	22
Tabella 5.7: Valori C_e per Diverse Classi di Topografia	24
Tabella 5.8: Valori del Coefficiente di Forma	24
Tabella 6.1: Valore dei Coefficienti di Combinazione	26
Tabella 7.1: Coefficienti Amplificativi e Riduttivi Previsti dalle N.T.C. 2008	29
Tabella 7.2: Coefficienti R1-R2-R3 per il Calcolo della Capacità Portante (N.T.C. 2008)	29
Tabella 7.3: Coefficienti R1-R2-R3 per il Calcolo della Capacità Portante (N.T.C. 2008)	30
Tabella 11.1: Sollecitazioni Massime Agenti sui pilastri	52
Tabella 16.1: Parametri della Curva Possibilità Pluviometrica	100
Tabella 16.2: Verifica Idraulica Rete	103
Tabella 16.3: Verifica Idraulica Griglia	104
Tabella 16.4: Area Scolante e Portata Impianto di Trattamento	105

LISTA DELLE FIGURE

<u>Figura No.</u>	<u>Pagina</u>
Figura 4.1: Diagramma σ - ϵ Acciaio	13
Figura 4.2: Diagramma σ - ϵ Calcestruzzo	14
Figura 5.1: Zone Caratterizzate da Diversi valori della Velocità di Riferimento	20
Figura 7.1: Coefficiente N_q di Berezantzev per Pali di Grande Diametro	30
Figura 7.2: Capacità Portante Verticale Compressione	31
Figura 7.3: Capacità Portante Verticale Trazione	32
Figura 8.1: Modello f.e.m. Edificio Produzione Aria Compressa	33
Figura 10.1: Modello f.e.m. Edificio Quadri Elettrici e Sala Controllo	41
Figura 11.1: Modello f.e.m. Edificio Uffici	45
Figura 11.2: Verifica di Resistenza Trave Principale (Momento Positivo)	46
Figura 11.3: Verifica di Resistenza Trave Principale (Momento Negativo)	46
Figura 11.4: Verifica di Resistenza Pilastro (Minima Compressione)	52
Figura 11.5: Verifica di Resistenza Pilastro (Massima Compressione)	53
Figura 11.7: Verifica di Resistenza Pilastro (Massimo Momento M_3)	53
Figura 11.8: Verifica di Resistenza Pilastro (Massimo Momento Flettente M_2)	54
Figura 11.9: Verifica di Resistenza Soletta (Momento Positivo)	57
Figura 11.10: Verifica di Resistenza Soletta (Momento Negativo)	58
Figura 12.1: Modello Fem del Pipe Rack (Maglia Tipica)	65
Figura 12.2: Deformata del Primo Modo di Vibrare	69
Figura 12.3: Deformata del Secondo Modo di Vibrare	70
Figura 13.1: Modello Fem del Piperack (Sovrappasso)	71
Figura 13.2: Deformata del Primo modo di Vibrare	77
Figura 13.3: Deformata del Secondo Modo di Vibrare	78
Figura 14.1: Modello Fem della Stazione Cabina Gas e Misura Fiscale	79
Figura 14.2: Deformata del Primo Modo di Vibrare	86
Figura 14.3: Deformata del Secondo Modo di Vibrare	87
Figura 15.1: Modello Fem dell'Edificio Officina	88
Figura 15.2: Deformata del Primo Modo di Vibrare	95
Figura 15.3: Deformata del Secondo Modo di Vibrare	96
Figura 16.1: Planimetria Rete di Smaltimento Acque Meteoriche	98
Figura 16.2: Dettaglio Tipologico Pozzetto	99
Figura 16.3: Dettaglio Posa Tubazioni PEAD	99
Figura 16.4: Scala delle Portate di una Griglia	104

RAPPORTO TERMINALE GNL NEL PORTO DI MONFALCONE RELAZIONE DI CALCOLO OPERE CIVILI

1 INTRODUZIONE

La società SMART GAS S.p.A. (società di scopo che raccoglie grandi consumatori regionali del Friuli Venezia Giulia) intende realizzare all'interno dell'area industriale del porto di Monfalcone un terminale per la ricezione e rigassificazione di Gas Naturale Liquefatto (GNL) di piccola taglia, nonché per la distribuzione diretta di GNL (attraverso camion, ferrocisterna e navi mini-LNG) con lo scopo di fornire gas naturale alle utenze industriali friulane.

Tale iniziativa nasce dalla possibilità per i clienti industriali regionali (attuali e di futuro insediamento), di stipulare contratti per la fornitura di gas a costi competitivi rispetto a quelli praticati attualmente dai principali attori del mercato di distribuzione del gas naturale.

Inoltre, grazie alla posizione strategica del Terminale, ubicato nell'area portuale di Monfalcone, lungo le principali direttrici di traffico verso l'Europa Centrale ed Orientale, l'iniziativa consentirà ulteriori sviluppi associati alla distribuzione del GNL liquido (quale combustibile per processi di produzione di energia e calore o autotrazione) anche su scala più vasta.

Il Terminale avrà una capacità di rigassificazione di 800 milioni di Sm³/anno di gas naturale; inoltre, il progetto prevede la possibilità di stoccare e distribuire GNL liquido per ulteriori 1.33 MSm³/anno.

La capacità di stoccaggio di GNL è pari a 170,000 m³; l'approvvigionamento dei quantitativi richiesti sarà garantito attraverso l'arrivo di navi metaniere di capacità massima di 125,000 m³.

Il progetto prevede la realizzazione degli interventi infrastrutturali e impiantistici necessari a:

- consentire l'attracco delle navi metaniere e il trasferimento del prodotto liquido (GNL) dalle stesse ai serbatoi di stoccaggio attraverso tubazioni criogeniche;
- permettere lo stoccaggio, la rigassificazione e la misura del GNL prima della sua immissione in rete;
- distribuire il GNL attraverso operazioni di bunkering su imbarcazione ("terminal to ship"), camion ("terminal to truck") e rotaia ("terminal to rail").

In particolare il progetto prevede:

- l'esecuzione di dragaggi per l'approfondimento dei fondali lungo il canale di accesso al Porto e nel bacino di evoluzione. L'intervento garantirà una profondità di -13.5 m s.l.m.m., ritenuta adeguata a consentire l'arrivo e le operazioni di manovra, ormeggio e disormeggio delle gasiere di capacità massima fino a 125,000 m³;
- la realizzazione di una banchina attrezzata per l'accosto, l'ormeggio e la scarica delle navi metaniere. L'opera sarà realizzata in corrispondenza del tratto di canale di accesso sul margine Sud-Ovest dell'esistente cassa di colmata del porto di Monfalcone;

- la realizzazione di una cassa di colmata, destinata alla ricezione dei sedimenti dragati, e di altre opere marittime a protezione dell'area di ormeggio (rimozione dell'attuale diga di sopraflutto, prolungamento della diga di sottoflutto esistente);
- l'installazione, lungo la banchina attrezzata, dei bracci di carico necessari allo scarico del GNL;
- la posa delle condotte criogeniche di collegamento tra la banchina di ormeggio ai serbatoi di stoccaggio (aventi lunghezza di circa 1 km);
- la realizzazione dell'impianto di rigassificazione (serbatoi di stoccaggio, vaporizzatori, etc.), che sarà ubicato in area demaniale marittima allo stato attuale in concessione (scadenza a Dicembre 2015) al Consorzio Sviluppo Industriale di Monfalcone (di seguito CSIM) allo scopo di mantenere un impianto pilota per l'inertizzazione di materiali di dragaggio. Il GNL sarà stoccato in No. 2 serbatoi a contenimento totale di capacità di 85,000 m³. Il processo di rigassificazione sarà effettuato attraverso l'impiego di vaporizzatori ad acqua (Open Rack Vaporizers – ORVs); i quantitativi di acqua necessari al processo di rigassificazione (2,500 m³/h) saranno forniti dalla cartiera di proprietà Burgo, attraverso la realizzazione di una condotta di approvvigionamento che attraversa in subalveo il Canale Locovaz. In via preliminare, le modifiche di impianto a cura di Burgo S.p.A. consistono nella realizzazione del sistema di rilancio e nella posa delle tubazioni necessarie alla fornitura dell'acqua fino al confine di cartiera;
- posa della condotta di collegamento alla rete di trasporto regionale, avente una lunghezza di circa 6 km. Il tracciato del metanodotto si svilupperà, lungo la quasi totalità, parallelamente alla condotta esistente di Snam Rete Gas che deriva gas naturale, dalle condotte 26" + 10" in corrispondenza del Nodo No. 899, all'area di Monfalcone;
- predisposizione per la distribuzione del GNL attraverso navi mini LNG, camion e ferrocisterna. In particolare il progetto prevede la realizzazione di: condotta criogenica per il trasferimento del GNL dall'impianto in banchina; braccio di carico dedicato la caricazione di gasiere di piccola taglia (capacità inferiore a 10,000 m³); predisposizione per la realizzazione di un piazzale attrezzato per il caricamento di autobotti (da ubicarsi in corrispondenza dell'area Sud-Est di impianto) e di un'area per movimentazione e caricamento su ferrocisterna (snodo ferroviario, sistema di trasferimento GNL), che sarà localizzata nell'area Nord e Nord-Ovest del Terminale.

Il presente documento descrive i risultati dell'analisi e verifiche geotecniche, strutturali e idrauliche delle principali opere civili previste a terra. In particolare:

- fondazione serbatoi GNL;
- compressori boil off gas / ko drum / serbatoio raccolta drenaggi / compressori gas ad alta pressione;
- recondenser;
- pompe gnl ad alta pressione;
- open rack vaporizer;
- rete di smaltimento acque meteoriche;
- vasche raccolta acque di impianto e vasca antincendio;



- edificio quadri elettrici e sala controllo;
- edificio uffici / reception;
- edificio reintegro componenti ausiliarie;
- edificio manutenzione / spogliatoi;
- fondazione per serbatoi fuori terra/aerotermoserbatoi interrati per diesel;
- stazione cabina gas;
- pipe rack;
- cabina di misura fiscale.

2 CARATTERIZZAZIONE DEL SITO

2.1 GEOTECNICA E SISMICA

Non essendo state condotte campagne geognostiche propedeutiche alla presente fase di progetto, la caratterizzazione è stata principalmente sviluppata con riferimento alle informazioni derivanti da campagne d'indagini pregresse, sviluppate in aree limitrofe a quella di progetto.

Le caratteristiche stratigrafiche e geotecniche dei terreni di fondazione sono state identificate sulla base della documentazione interpretativa relativa alle campagne geognostiche eseguite nell'area di progetto a partire dagli anni '90 sino al mese di giugno 2012.

Per dettagli si rimanda al documento di progetto doc. n. 14-007-CIV-R-020 "Relazione di Caratterizzazione Geotecnica e Sismica".

Con riferimento alle informazioni attualmente disponibili, viene individuata una comune sequenza stratigrafica sull'area oggetto di intervento, riconducibile alle seguenti unità:

- unità A1: terreno di riporto granulare;
- unità A2: depositi di materiali dragati non compattati;
- unità B: limi prevalentemente sabbiosi e sabbie limose;
- unità C: argille limose e limi argillosi;
- unità D: sabbie fini, sabbie limose e limi sabbiosi argillosi;
- unità E: ghiaia poligenica prevalentemente calcarea.

Nella seguente tabella sono riepilogati i parametri geomeccanici delle unità sopra individuate e del tout-venant di riempimento impiegato per il raggiungimento della quota definitiva della banchina e della diga (rispettivamente +4 m slm e +2 m slm):

Tabella 2.1: Riepilogo Parametri Geomeccanici

Unità	Peso di volume	Coesione efficace	Angolo d'attrito	Modulo di deformazione
	(kN/m ³)	(kPa)	(°)	(MPa)
A1	16.0	0	30	10
A2	15.0	0	25	10
B	16.4	0	32	9.2
C	17.0	0	27	3.0 - 8.0
D	18.0	0	32	40
E	18.0	0	36	40

La falda è stata assunta a quota 0.0 m slm.

Si riporta nel seguito la stratigrafia di progetto per le principali opere oggetto di analisi.

Tabella 2.2: Stratigrafia di Progetto Area 3 (serbatoi GNL)

Unità	Spessore	Da
A1	1.80	+1.00
B	4.50	
C	10.5	
D	1.50	
E	+ non definibile	

La caratterizzazione sismica del sito è stata eseguita ai sensi del D.M. 14 Gennaio 2008, assumendo una vita nominale di 50 anni (Tabella 2.4.I - Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale) ed una classe d'uso pari a IV (coefficiente d'uso, $C_u=2.0$). Ne deriva un periodo di riferimento per l'azione sismica pari a 100 anni. Come descritto nel doc. 14-007-CIV-R-020 "Relazione di caratterizzazione geotecnica e sismica", il terreno può essere considerato appartenere alla categoria D, depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o terreni a grana fina scarsamente consistenti con spessori superiori a 30m. Ne deriva un coefficiente di amplificazione stratigrafica pari a 1.8. La superficie è pianeggiante, quindi il sito può essere considerato appartenente alla categoria topografica T1 (coefficiente di amplificazione topografica pari a 1). La tabella sottostante riporta i valori di accelerazione per differenti stati limite, rispettivamente stato limite di operatività (SLO), di danno (SLD), di salvaguardia della vita (SLV) e di collasso (SLC).

Tabella 2.3: Parametri Accelerazione di Progetto

Stato Limite	a_g	a_{max}
	[g]	[g]
SLO	0.057	0.103
SLD	0.072	0.130
SLV	0.176	0.317
SLC	0.225	0.405

3 DESCRIZIONE OPERE CIVILI PRINCIPALI

3.1 FONDAZIONE SUPPORTO SLEEPERS (AREA 2)

In corrispondenza dell'Area 2, si prevede che le tubazioni passino a terra, sostenute da sleepers a loro volta ancorati ad una sottostruttura in c.a.. Quest'ultima è prevista nastriforme lungo tutto lo sviluppo e costituita da una platea in c.a. di spessore pari a 30cm e da due cordoli in corrispondenza dei fili esterni, atti a contenere eventuali sversamenti di liquido. La fondazione è prevista superficiale, con ai lati due denti interrati finalizzati ad evitare lo scalzamento.

3.2 FONDAZIONE SERBATOI GNL

La fondazione dei serbatoi GNL è prevista realizzata da una platea in c.a. di diametro pari al diametro esterno del senatorio maggiorato di 3.0 m, di spessore pari ad 1.50 m, e da pali trivellati di grande diametro (D1200mm) e lunghezza 25 m; la lunghezza deve essere tale da garantire che la punta dei pali si intesti nel substrato in sabbie e ghiaie (Unità geotecnica E). I pali sono disposti sotto tutta la fondazione del serbatoio a interasse pari a 3 volte il diametro del palo e a quota di imposta di +1.0 m s.l.m.. La fondazione collega le teste dei pali, è interrata rispetto al piano campagna di 50 cm e ha altezza 1.5 m. La fondazione si estende esternamente al serbatoio di 1.5 m.

3.3 COMPRESSORI BOIL OFF GAS / KO DRUM / SERBATOIO RACCOLTA DRENAGGI / COMPRESSORI GAS AD ALTA PRESSIONE

La struttura portante il locale compressori boil off gas / ko drum / serbatoio raccolta drenaggi ed i compressori gas ad alta pressione ha dimensioni in pianta pari a circa 12.8m x 55m ed altezza pari a 11m. La struttura è prevista in carpenteria metallica, mentre la fondazione è costituita da una platea in c.a. con baggioli in corrispondenza delle colonne. All'interno dell'edificio, l'accesso agli equipment è garantito da scale in carpenteria metallica. Il tamponamento e la copertura dell'edificio sono previsti in pannelli di lamiera grecata coibentata, sostenuti da profili portabaraccatura nelle pareti verticali e da arcarecci in corrispondenza della copertura.

3.4 RECONDENSER

La struttura del recondenser è costituita da elementi in c.a., in particolar modo gli elementi portanti verticali sono costituiti da setti di spessore pari a 40cm e da pilastri 60cm x 60cm. Gli impalcati, previsti con travi e solette piene bidirezionali, sono forati in corrispondenza del passaggio degli equipments. La scala di collegamento degli impalcati è prevista in carpenteria metallica direttamente vincolata ad una mensola in c.a. a sbalzo in corrispondenza del livello superiore e supportata da colonne controventate in corrispondenza dei pianerottoli intermedi.

3.5 POMPE GNL AD ALTA PRESSIONE

Il corpo di fabbrica atto ad ospitare le pompe GNL ad alta pressione è costituito da pilastri in c.a. getto in opera di dimensioni pari a 50 cm x 50 cm e da setti. L'impalcato di copertura è realizzato da una soletta in c.a. gettato in opera, collaborante con travi sempre in c.a..

3.6 OPEN RACK VAPORIZER

La struttura dell'Open Rack Vaporizer è prevista realizzata da setti perimetrali in c.a. dello spessore di 30 cm; gli orizzontamenti interni sono invece previsti in carpenteria metallica e grigliato. La vasca di accumulo inferiore è sempre prevista in c.a..

3.7 KO DRUM

Il ko drum è previsto installato su selle in c.a. all'interno di una vasca interrata di dimensioni in pianta pari a circa 12.50 m x 5.50 m e altezza utile netta per invaso pari a 2 m. Tale vasca è prevista sempre in c.a., con pareti di spessore pari a 30 cm e soletta di fondo di spessore pari a 50 cm. L'accesso al fondo della vasca è realizzato con una scala in carpenteria metallica, così come le passerelle di ispezione.

3.8 VASCHE RACCOLTA ACQUE DI IMPIANTO

Le vasche di raccolta delle acque di impianto sono previste realizzate in c.a. con pareti perimetrali dello spessore di 30 cm e soletta di fondo dello spessore di 50 cm. La copertura è prevista realizzata con lastre prefabbricate in c.a. tipo predalles e getto integrativo, onde risolvere il problema del successivo disarmo. La vasca di seconda pioggia e rilancio ha dimensioni in pianta di 12.6 m x 6.1 m ed altezza utile netta di 4 m. Lo scavo, solo per queste opere, è previsto realizzato a parete verticale con l'utilizzo di palancole metalliche infisse nel terreno.

3.9 EDIFICIO QUADRI ELETTRICI E SALA CONTROLLO

L'edificio quadri elettrici e sala controllo è previsto realizzato con una struttura a travi e pilastri in c.a. gettato in opera. Le dimensioni in pianta sono di circa 21.55 m x 5.55 m ed altezza pari a 5.10 m. La soletta di copertura, anch'essa realizzata gettata in opera è prevista avere un adeguato sistema di pendenze (realizzate con del massetto riportato) e da un cordolo perimetrale. La fondazione è costituita da una platea in c.a. dello spessore di 40 cm.

Alla struttura è richiesta una classe di resistenza pari a R120. I pilastri e le travi hanno sezione di 50 cm x 50 cm, mentre la soletta di copertura ha spessore di 20 cm.

3.10 UFFICI / RECEPTION

La struttura dell'edificio adibito ad uffici e reception è costituito da travi e pilastri gettati in opera. Le dimensioni dell'edificio in pianta sono pari a 30 m x 11 m in pianta e di 4.35 m circa in altezza. L'edificio, ad un piano, ha copertura piana realizzata da un solaio gettato in opera monodirezionale il cui sistema di pendenze è garantito da un massetto riportato. E' inoltre previsto un cordolo perimetrale. I pilastri hanno sezione di 40 cm x 40 cm, le travi hanno sezione di 40 cm x 50 cm; la soletta di copertura ha spessore pari a 20 cm mentre la platea ha spessore pari a 40 cm, interrata di 50 cm. Il tamponamento esterno e le tramezze interne sono previste realizzate in laterizio.

3.11 EDIFICIO COMPONENTI AUSILIARIE

L'edificio componenti ausiliarie è costituito da elementi pilastri e travi in c.a. di sezione 50 cm x 50 cm. La soletta di copertura, di spessore pari a 20 cm è prevista realizzata in c.a. gettato in opera con un massetto superiore atto a definirne la pendenza. Perimetralmente è previsto un cordolo in c.a. Le tamponature perimetrali e le tramezze di ripartizione interna

sono costituite da elementi in c.a. vibro compresso rinforzato. La fondazione è realizzata da una platea in c.a. di spessore pari a 40 cm ed interrata di 50 cm.

3.12 EDIFICIO MANUTENZIONE / SPOGLIATOI

L'edificio manutenzione e spogliatoi ha struttura principale in carpenteria metallica. Le colonne sono costituite da profili tipo HEB240 ed HEA220, le capriate sono costituite da profili a doppio L (180x15 e 150 x 12 per le briglie e 90 x 9 per diagonali e montanti). Nella direzione longitudinale la struttura è irrigidita da controventi verticali tubolari CHS101.6. Gli arcarecci sono delle IPE200. Le falde sono irrigidite da diagonali di controvento 60x6. I tamponamenti perimetrali esterni e la copertura sono realizzati con pannelli metallici sandwich tipo Metecno Glamet S100 o similari, sostenuti da profili porta baraccatura in corrispondenza delle pareti esterne e dagli arcarecci in copertura.

3.13 FONDAZIONE PER SERBATOI FUORI TERRA

La fondazione dei serbatoi previsti installati fuori terra è realizzata con elementi in c.a. di spessore pari a 30 cm corrente; perimetralmente è previsto un dente atto ad evitare lo scalzamento. La fondazione del serbatoio acqua industriale ha invece spessore di 50 cm. In corrispondenza del serbatoio azoto liquido, la platea, di spessore pari a 30 cm, dovrà avere una cordonatura perimetrale in c.a., atta a contenere eventuali sversamenti di liquido.

3.14 SERBATOI INTERRATI PER DIESEL

I serbatoi interrati hanno struttura costituita da pareti in c.a. dello spessore di 30 cm e soletta di fondo dello spessore di 50 cm. L'accesso al fondo della vasca è garantito da una scala metallica alla marinara.

3.15 STAZIONE CABINA GAS

La stazione cabina gas è prevista fornita prefabbricata costituita da pareti in c.a. vibrato dello spessore di 15 cm. La fondazione è costituita da una platea in c.a. gettato in opera dello spessore di 40 cm.

3.16 PIPE RACK

Le strutture verticali tipologiche a sostegno delle tubazioni sono costituite da colonne HEA200 alte circa 3 m: queste sono poste a interasse 5 m e sono collegate da travi principali longitudinali HEB200. Le tubazioni sono appoggiate sopra un impalcato di travi secondarie HEA180, irrigidito da elementi di controvento orizzontale realizzati in angolari L90*9. Le colonne sono incernierate alla base e la rigidità nelle due direzioni orizzontali è affidata a diagonali di controvento a croce di S. Andrea realizzati in profili tubolari CHS114.3.

La struttura tipologica del Pipe Rack varia per sovrappassare la strada interna dell'area 3 (luce 15 m). In questo caso le colonne sono HEB300 alte complessivamente 6.6 m, collegate longitudinalmente da una struttura reticolare con briglie HEA180 e diagonali e montanti realizzati con angolari. Le briglie omologhe delle due travature reticolari principali sono interconnesse con travi secondarie HE180A e controventi orizzontali di irrigidimento.

3.17 CABINA DI MISURA FISCALE (AREA 5)

È una struttura metallica di ingombro complessivo in pianta circa pari a 12 x 40 m. Le colonne sono profili tipo HEB; le travi principali hanno luce di 12 m e interasse massimo di circa 8 m: sono costituite da travature reticolari con briglie e diagonali formati da angolari accoppiati.

Le briglie superiori sono collegate tra loro da diagonali di controvento di falda. Al di sopra delle briglie superiori sono presenti gli arcarecci, costituiti da profili IPE400, su cui viene posta la lamiera grecata di copertura: questa è costituita da pannelli tipo HI BOND A75/P 760 o similare.

3.18 RETE DI SMALTIMENTO ACQUE METEORICHE

Nell'area dell'impianto è prevista una rete di smaltimento delle acque meteoriche.

La rete di drenaggio raccoglie le acque meteoriche che interessano i piazzali pavimentati esterni e la viabilità presenti nell'area.

Il sistema di drenaggio è costituito da:

- tubazioni in PEAD SN8;
- pozzetti in c.a. con griglia in ghisa sferoidale classe D400.

Le acque di prima e seconda pioggia intercettate dalla rete vengono convogliate in una vasca di grigliatura e rilancio e successivamente mediante pompaggio vengono inviate alla vasca di raccolta e trattamento acque meteoriche. La portata totale delle acque meteoriche risulta pari a circa 2500 l/s.

L'impianto di trattamento delle acque di prima pioggia è in grado di trattare una portata di 400 l/s.

4 MATERIALI

Si riportano nel seguito le caratteristiche meccaniche e di durabilità dei materiali e i relativi parametri di calcolo.

4.1 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

4.1.1 Acciaio per Cemento Armato

Ai sensi della NTC2008 e della Norma UNI EN 1992-1-1:2005.

Acciaio per cemento armato B450C

Acciaio saldabile per cemento armato B450C con i seguenti valori nominali delle tensioni:

Tensione caratteristica di snervamento: $f_{y,nom} = 450 \text{ N/mm}^2$

Tensione caratteristica di rottura: $f_{t,nom} = 540 \text{ N/mm}^2$

Modulo elastico acciaio armatura lenta: $E = 210.000 \text{ N/mm}^2$

Tabella 4.1: Caratteristiche Acciaio per Cemento Armato B450C

CARATTERISTICHE	REQUISITI	FRATTILE (%)
Tensione caratteristica di snervamento f_{yk}	$\geq f_{y,nom}$	5.0
Tensione caratteristica di rottura f_{tk}	$\geq f_{t,nom}$	5.0
$(f_t/f_y)_k$	$\geq 1,15$	10.0
$(f_y/f_{y,nom})_k$	$< 1,35$	10.0
Allungamento $(A_{gt})_k$:	$\geq 7,5 \%$	10.0
Diametro del mandrino per prove di piegamento a 90° e successivo raddrizzamento senza cricche:		
$\phi < 12 \text{ mm}$	4 ϕ	
$12 \leq \phi \leq 16 \text{ mm}$	5 ϕ	
per $16 < \phi \leq 25 \text{ mm}$	8 ϕ	
per $25 < \phi \leq 40 \text{ mm}$	10 ϕ	

4.1.2 Acciaio da Carpenteria Metallica

Ai sensi della NTC2008 e della Norma UNI EN 10025-2:2005.

Acciaio da carpenteria metallica S355

Per gli elementi di carpenteria metallica si utilizza acciaio tipo S355.

A questo corrispondono le seguenti proprietà caratteristiche:

Tensione caratteristica di snervamento ($t \leq 40 \text{ mm}$) $f_{yk} = 355 \text{ N/mm}^2$;

Tensione caratteristica di snervamento ($40 < t < 80 \text{ mm}$) $f_{yk} = 335 \text{ N/mm}^2$;

Tensione caratteristica a rottura ($t \leq 40$ mm)	$f_{uk} = 510 \text{ N/mm}^2$;
Tensione caratteristica a rottura ($40 < t < 80$ mm)	$f_{uk} = 470 \text{ N/mm}^2$;
Modulo elastico	$E = 210.000 \text{ N/mm}^2$;
Modulo di elasticità trasversale	$G = E/[2 \cdot (1+\nu)] \text{ N/mm}^2$;
Coefficiente di Poisson	$\nu = 0,3$;
Coefficiente di espansione termica lineare	$\alpha = 12 \cdot 10^{-6} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$;
Densità	7.850 Kg/m^3 .

4.1.3 Calcestruzzo per Opere Civili On Shore

Ai sensi dell'NTC2008, UNI EN 206-1-2006 e UNI 11104:2004.

Secondo il Prospetto 1 della norma UNI 11104, in relazione alle condizioni ambientali si prescrive:

- classe XC2 per le strutture di fondazione;
- classe XS1 per tutte le altre strutture in elevazione.

Tabella 4.2: Valori Limiti per la Composizione e le Proprietà del Calcestruzzo

	Classi di esposizione																
	Nessun rischio di corrosione dell'armatura	Corrosione delle armature indotta dalla carbonatazione				Corrosione delle armature indotta da cloruri			Attacco da cicli di gelo/degelo				Ambiente aggressivo per attacco chimico				
		Acqua di mare			Cloruri provenienti da altre fonti												
	XC1	XC2	XC3	XC4	XS1	XS2	XS3	XD1	XD2	XD3	XF1	XF2	XF3	XF4	XA1	XA2	XA3
Massimo rapporto a/c	-	0,60	0,55	0,50	0,50	0,45	0,55	0,50	0,45	0,50	0,50	0,45	0,55	0,50	0,45	0,50	0,45
Minima classe di resistenza ¹⁾	C12/15	C25/30	C28/35	C32/40	C32/40	C35/45	C28/35	C32/40	C35/45	32/40	25/30	28/35	28/35	32/40	35/45	32/40	35/45
Minimo contenuto in cemento (kg/m^3)	-	300	320	340	340	360	320	340	360	320	340	360	320	340	360	320	340
Contenuto minimo in aria (%)											3,0 ²⁾						
Altri requisiti											Aggregati conformi alla UNI EN 12620 di adeguata resistenza al gelo/degelo			È richiesto l'impiego di cementi resistenti ai solfati ³⁾			

¹⁾ Nel prospetto 7 della UNI EN 206-1 viene riportata la classe C8/10 che corrisponde a specifici calcestruzzi destinati a solette di fondazione e ricoprimenti. Per tale classe dovrebbero essere definite le prescrizioni di durabilità nei riguardi di acqua o terreni aggressivi.
²⁾ Quando il calcestruzzo non contiene aria aggiunta, le sue prestazioni devono essere verificate rispetto ad un calcestruzzo aereo per il quale è prevista la resistenza al gelo/degelo, da determinarsi secondo UNI 2087, per la relativa classe di esposizione.
³⁾ Qualora la presenza di solfati nei componenti le classi di esposizione XA2 e XA3 è essenziale utilizzare un cemento resistente ai solfati secondo UNI 9156.

Per le classi di consistenza (lavorabilità al getto) si prescrive una Classe S4.

In funzione della classe di resistenza, si sono adottate le seguenti tensioni di progetto, coerentemente con quanto disposto ai §4.1.2.1.1 dell'NTC2008:

Calcestruzzo C25-30 (strutture di fondazione)

Resistenza a compressione caratteristica cilindrica $f_{ck} \geq 25 \text{ N/mm}^2$

Resistenza a compressione caratteristica cubica $R_{ck} \geq 30 \text{ N/mm}^2$

Calcestruzzo C32-40 (strutture di elevazione)

Resistenza a compressione caratteristica cilindrica	$f_{ck} \geq 33.2 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a compressione caratteristica cubica	$R_{ck} \geq 40 \text{ N/mm}^2$

Calcestruzzo per getti non armati

Resistenza a compressione caratteristica cilindrica	$f_{ck} \geq 12 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a compressione caratteristica cubica	$R_{ck} \geq 15 \text{ N/mm}^2$

4.2 DURABILITÀ

4.2.1 Conglomerato Cementizio

La struttura, nelle sue parti in calcestruzzo, può subire durante la propria vita di servizio attacchi di diversa natura:

- Azioni chimiche (dipendenti dall'uso della costruzione, ambiente aggressivo e/o contatto con gas e liquidi aggressivi, azione dell'anidride carbonica presente nell'aria, ecc.);

Azioni fisiche: abrasioni dipendenti da fenomeni di gelo/disgelo e penetrazione d'acqua.

In base alle condizioni ambientali del sito e alla vita utile della struttura si determina pertanto la classe di esposizione del calcestruzzo. Dalla classe di esposizione dipenderanno infine:

- rapporto acqua cemento della miscela di conglomerato cementizio;
- contenuto minimo di cemento e tipologia dello stesso;
- resistenza minima a compressione;
- copriferro minimo e dettagli costruttivi.

Per le strutture in elevazione di Classe XS1 si ha:

- massimo rapporto $a/c = 0,50$;
- minima classe di resistenza C32/40;
- minimo contenuto di cemento 340 kg/m^3 ;
- minimo copriferro: 50 mm (salvo ove diversamente indicato);

Per le strutture di fondazione, getti contro terra, pali di Classe XC2 si ha:

- massimo rapporto $a/c = 0,60$;
- minima classe di resistenza C25/30;
- minimo contenuto di cemento 300 kg/m^3 ;
- minimo copriferro: 50 mm (salvo ove diversamente indicato).

4.3 CARATTERISTICHE DI CALCOLO DEI MATERIALI

4.3.1 Acciaio per Cemento Armato

Acciaio per cemento armato B450C

Acciaio saldabile per cemento armato B450C con i seguenti valori nominali delle tensioni:

Tensione caratteristica di snervamento $f_{y,nom} = 450 \text{ N/mm}^2$

Tensione caratteristica di rottura $f_{t,nom} = 540 \text{ N/mm}^2$

Il modello adottato per rappresentare il comportamento del materiale è definito nel seguente diagramma tensione-deformazione (§4.1.2.1.2.3 – NTC2008):

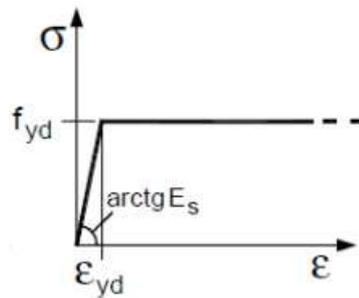


Figura 4.1: Diagramma σ - ϵ Acciaio

Valore caratteristico della deformazione ultima $\epsilon_{uk} > 7.5 \%$

4.3.2 Acciaio da Carpenteria Metallica

Acciaio da carpenteria metallica S355

La resistenza di calcolo dell'acciaio da carpenteria si assume pari a:

$$f_{yd} \leq \frac{f_{yk}}{\gamma_M}$$

dove:

f_{yk} resistenza caratteristica dell'acciaio impiegato da assumersi come riportato al paragrafo 4.1.2 della presente relazione;

γ_M coefficiente parziale di sicurezza relativo al modello di resistenza adottato.

4.3.3 Calcestruzzo

Resistenza a compressione di progetto (§4.1.2.1.1.1 – NTC2008):

$$C12/15 \quad f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_C} = 0,85 \cdot \frac{12 \frac{N}{mm^2}}{1,5} = 6,8 \frac{N}{mm^2}$$

$$C25/30 \quad f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_C} = 0,85 \cdot \frac{25 \frac{N}{mm^2}}{1,5} = 14,2 \frac{N}{mm^2}$$

$$C28/35 \quad f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_C} = 0,85 \cdot \frac{28 \frac{N}{mm^2}}{1,5} = 15,87 \frac{N}{mm^2}$$

$$C32/40 \quad f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_C} = 0,85 \cdot \frac{33,2 \frac{N}{mm^2}}{1,5} = 18,8 \frac{N}{mm^2}$$

$$C45/55 \quad f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_C} = 0,85 \cdot \frac{45 \frac{N}{mm^2}}{1,5} = 25,5 \frac{N}{mm^2}$$

Il modello adottato per rappresentare il comportamento del materiale è definito nel seguente diagramma tensione-deformazione (§4.1.2.1.2.2 – NTC2008):

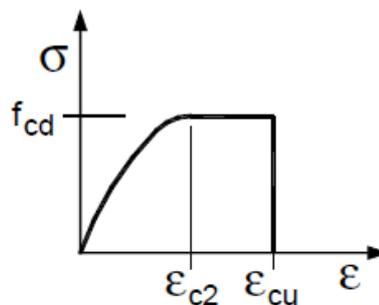


Figura 4.2: Diagramma σ - ϵ Calcestruzzo

con:

$$\epsilon_{c2} = 0,20 \%$$

$$\epsilon_{cu} = 0,35 \%$$

5 CONDIZIONI IMPOSTE ALLE STRUTTURE

Qui di seguito si vanno ad elencare i valori e le diverse tipologie di carico elementari che si assumono a base del calcolo. Ai fini delle verifiche di sicurezza, effettuate con il metodo semi-probabilistico agli stati limite, i valori dei carichi qui di seguito riportati, vengono assunti come caratteristici per la determinazione delle azioni di progetto.

5.1 CARICHI PERMANENTI STRUTTURALI

I pesi propri degli elementi componenti la struttura sono valutati in base alle sezioni geometriche ed ai pesi specifici corrispondenti, qui di seguito riportati.

Acciaio	78,5 kN/m ³
Calcestruzzo armato	25,0 kN/m ³
Calcestruzzo non armato	24,0 kN/m ³

5.2 CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI

Lamiera grecata tipo Metecno	12.08daN/m ²
Pannello sandwich tipo Metecno Glamet S100	12.84daN/m ²
Pannelli baraccatura laterale	12.08 daN/m ²
Controsoffitto	30 daN/m ²
Canalette impianti	30 daN/m ²
Massetto di pendenza	2000 daN/m ³

5.3 CARICO DA SISMA

5.3.1 Vita Nominale, Classe d'Uso e Periodo di Riferimento

Nei confronti delle azioni sismiche gli stati limite, sia di esercizio che ultimi, sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti.

Le verifiche di sicurezza da effettuare sono riepilogate in funzione della Classe d'uso nella successiva Tab. C7.1.I, in cui si fa riferimento anche al paragrafo che nelle NTC disciplina ciascuna verifica. A riguardo, si evidenzia che le verifiche allo SLC devono essere effettuate di necessità sulle sole costruzioni provviste di isolamento sismico.

Tabella C7.1.I - Verifiche di sicurezza in funzione della Classe d'uso.

SL	Descrizione della prestazione	Riferimento Norme	Classe d'uso			
			I	II	III	IV
SLO	Contenimento del danno degli elementi non strutturali	§ 7.3.7.2			x	x
	Funzionalità degli impianti	§ 7.3.7.3			x	x
SLD	Resistenza degli elementi strutturali	§ 7.3.7.1			x	x
	Contenimento del danno degli elementi non strutturali	§ 7.3.7.2	x	x		
	Contenimento delle deformazioni del sistema fondazione-terreno	§ 7.11.5.3	x	x	x	x
	Contenimento degli spostamenti permanenti dei muri di sostegno	§ 7.11.6.2.2	x	x	x	x
SLV	Assenza di martellamento tra strutture contigue	§ 7.2.2	x	x	x	x
	Resistenza delle strutture	§ 7.3.6.1	x	x	x	x
	Duttilità delle strutture	§ 7.3.6.2	x	x	x	x
	Assenza di collasso fragile ed espulsione di elementi non strutturali	§ 7.3.6.3	x	x	x	x
	Resistenza dei sostegni e collegamenti degli impianti	§ 7.3.6.3	x	x	x	x
	Stabilità del sito	§ 7.11.3	x	x	x	x
	Stabilità dei fronti di scavo e dei rilevati	§ 7.11.4	x	x	x	x
	Resistenza del sistema fondazione-terreno	§ 7.11.5.3	x	x	x	x
	Stabilità dei muri di sostegno	§ 7.11.6.2.2	x	x	x	x
	Stabilità delle paratie	§ 7.11.6.3.2	x	x	x	x
	Resistenza e stabilità dei sistemi di contrasto e degli ancoraggi	§ 7.11.6.4.2	x	x	x	x
SLC	Resistenza dei dispositivi di vincolo temporaneo tra costruzioni isolate	§ 7.2.1	x	x	x	x
	Capacità di spostamento degli isolatori	§ 7.10.6.2.2	x	x	x	x

La caratterizzazione sismica del sito viene eseguita ai sensi del D.M. 14 Gennaio 2008. Per la definizione dei parametri dell'azione sismica su suolo rigido si farà riferimento al Spettri-NTC sviluppato dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

Per le opere ricadenti su terraferma si assume una vita nominale di 50 anni (Tabella 2.4.I - Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale) ed una classe d'uso pari a IV (coefficiente d'uso, $C_u=2.0$). Ne deriva un periodo di riferimento per l'azione sismica pari a 100 anni. La seguente tabella riporta le caratteristiche dell'accelerazione per differenti stati limite.

Tabella 5.1: Parametri Accelerazione su Suolo Rigido Opere ricadenti su Terraferma

Stato Limite	T_R	a_g	F_o	T_c
	[anni]	[g]	[-]	[s]
SLO	60	0.057	2.506	0.263
SLD	101	0.072	2.506	0.284
SLV	949	0.176	2.539	0.346
SLC	1950	0.225	2.590	0.357

dove :

- SLO: stato limite di operatività;
- SLD: stato limite di danno;
- SLV: stato limite di salvaguardia della vita;
- SLC: stato limite di prevenzione del collasso;
- T_R : periodo di ritorno;
- a_g : accelerazione orizzontale massima del terreno;
- F_o : valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T_c^* : periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Entro la profondità massima indagata, circa 20 m, la velocità delle onde di taglio V_s , ricavata dai risultati delle CPTU, è risultata crescere quasi linearmente da circa 100 m/s a 150-200 m/s e quindi, anche se non sono noti i valori di V_s nello strato ghiaioso più profondo, il terreno può essere considerato appartenere alla categoria D, depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o terreni a grana fina scarsamente consistenti con spessori superiori a 30m. Ne deriva un coefficiente di amplificazione stratigrafica pari a 1.8. La superficie è pianeggiante, quindi il sito può essere considerato appartenente alla categoria topografica T1 (coefficiente di amplificazione topografica pari a 1).

Tabella 5.2: Parametri Accelerazione di Progetto Opere ricadenti su Terraferma

Stato Limite	a_g	a_{max}
	[g]	[g]
SLO	0.057	0.103
SLD	0.072	0.130
SLV	0.176	0.317
SLC	0.225	0.405

5.3.2 Fattore di Struttura q

Per la determinazione dello spettro di progetto allo stato SLV ed SLC è necessario determinare il fattore di struttura caratteristico dell'elemento in questione.

$$q = q_0 \cdot K_R \cdot K_w$$

q_0 è il massimo del fattore di struttura che dipende dal livello di duttilità attesa, dalla tipologia strutturale e dal rapporto α_u/α_1 tra il valore dell'azione sismica per il quale si verifica la formazione di un numero di cerniere plastiche tali da rendere la struttura labile e quello per il quale il primo elemento strutturale raggiunge la plasticizzazione a flessione;

K_R è un fattore riduttivo che dipende dalle caratteristiche di regolarità in altezza della costruzione, con valore pari a 1 per costruzioni regolari in altezza e pari a 0.8 per costruzioni non regolari in altezza.

Per prevenire il collasso delle strutture a seguito della rottura delle pareti, i valori di q_0 (nel caso di costruzioni in cemento armato) devono essere ridotti mediante il fattore K_w :

$$K_w = \begin{cases} 1.00 & \text{per strutture a telaio e miste equivalenti a telai} \\ 0.5 < (1 + \alpha_0) / 3 \leq 1 & \text{per strutture a pareti, miste equivalenti a pareti, torsionalmente deformabili} \end{cases}$$

dove α_0 è il valore assunto in prevalenza dal rapporto tra altezze e larghezze delle pareti. Nel caso in cui gli α_0 delle pareti non differiscano significativamente tra di loro, il valore di α_0 per l'insieme delle pareti può essere calcolato assumendo come altezza la somma delle altezze delle singole pareti e come larghezza la somma delle larghezze.

5.3.3 Costruzioni in Cemento Armato

Per quanto concerne le costruzioni in cemento armato si ricava quanto segue (par. 7.4.3.2 del D.M. 14/01/2008).

I massimi valori di q_0 relativi alle diverse tipologie ed alle due classi di duttilità considerate (CD"A" e CD"B") sono contenuti nella tabella seguente.

Tabella 7.4.1 – Valori di q_0

Tipologia	q_0	
	CD"B"	CD"A"
Strutture a telaio, a pareti accoppiate, miste	$3,0 \alpha_u / \alpha_1$	$4,5 \alpha_u / \alpha_1$
Strutture a pareti non accoppiate	3,0	$4,0 \alpha_u / \alpha_1$
Strutture deformabili torsionalmente	2,0	3,0
Strutture a pendolo inverso	1,5	2,0

Per strutture regolari in pianta, possono essere adottati i seguenti valori di α_u/α_1 :

a. Strutture a telaio o miste equivalenti a telai

- strutture a telaio di un piano $\alpha_u/\alpha_1 = 1,1$
- strutture a telaio con più piani ed una sola campata $\alpha_u/\alpha_1 = 1,2$

- strutture a telaio con più piani e più campate $\alpha_w/\alpha_1 = 1,3$
- b. Strutture a pareti o miste equivalenti a pareti
 - strutture con solo due pareti non accoppiate per direzione orizzontale $\alpha_w/\alpha_1 = 1,0$
 - altre strutture a pareti non accoppiate $\alpha_w/\alpha_1 = 1,1$
 - strutture a pareti accoppiate o miste equivalenti a pareti $\alpha_w/\alpha_1 = 1,2$

5.3.4 Costruzioni in Acciaio

A favore di sicurezza, si considera per le strutture in acciaio un valore unitario per il fattore di struttura.

5.4 CARICO DA VENTO

La determinazione delle azioni da vento richiede, in via preliminare, la valutazione di parametri in grado di caratterizzare il territorio oggetto dell'intervento e parametri capaci di tenere in conto le specificità orografiche della superficie sulla quale insisteranno le varie opere.

Il presente paragrafo caratterizza i parametri comuni alle strutture oggetto della presente relazione.

La velocità di base v_b caratterizza la ventosità della zona ove sorge la costruzione. Essa è definita come il valore della velocità media del vento su un intervallo di tempo $T = 10$ minuti, a 10 m di altezza sul suolo, su un terreno pianeggiante e omogeneo con lunghezza di rugosità $z_0 = 0,05$ m (II categoria di esposizione), riferito a un periodo di ritorno $T_R = 50$ anni. Per località poste a quota inferiore di 1500 m sul livello del mare, la velocità base di riferimento non dovrà essere assunta minore del valore dato dall'espressione:

$$v_b = v_{b,0} \cdot c_a$$

dove:

$v_{b,0}$ è la velocità base di riferimento al livello del mare, assegnata dalla Tabella 5.3: in funzione della zona ove sorge la costruzione;

c_a è il coefficiente di altitudine fornito dalla relazione:

$$c_a = 1 \quad \text{per } a_s \leq a_0$$
$$c_a = 1 + k_a \cdot \left(\frac{a_s}{a_0} - 1 \right) \quad \text{per } a_s > a_0$$

dove:

a_0, k_a sono parametri assegnati dalla Tabella 5.3: in funzione della zona ove sorge la costruzione;

a_s è l'altitudine sul livello del mare del sito ove sorge la costruzione.

Tabella 5.3: Valori dei Parametri $v_{b,0}$, a_0 e k_a per le Diverse Zone Italiane

Zona	Descrizione	$v_{b,0}$ (m/s)	a_0 (m)	k_a
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0,40
2	Emilia Romagna	25	750	0,45
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0,37
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0,36
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	750	0,40
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	500	0,36
7	Liguria	28	1000	0,54
8	Provincia di Trieste	30	1500	0,50
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0,32

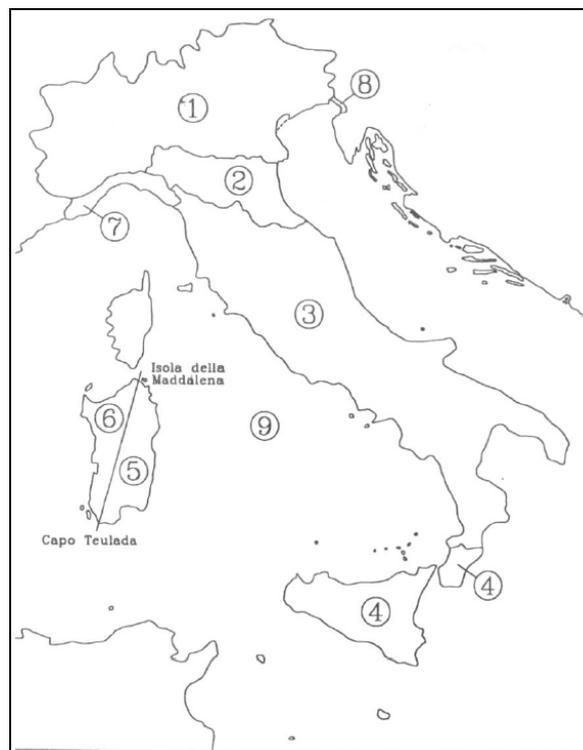


Figura 5.1: Zone Caratterizzate da Diversi valori della Velocità di Riferimento

Nel caso in esame si ha:

Friuli Venezia Giulia, zona 1

$$v_{b,0} = 25 \text{ m/s}$$

$$a_s = 0 \text{ m s.l.m.}$$

$$a_0 = 1000 \text{ m s.l.m.}$$

$$k_a = 0,4 \text{ s}^{-1}$$

$$v_b = 25 \text{ m/s}$$

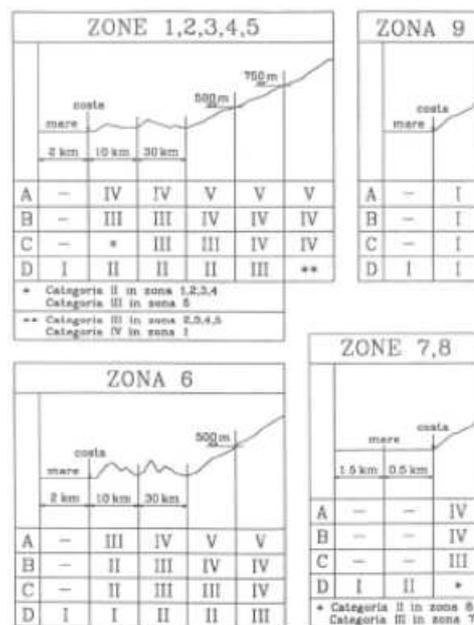
La classe di rugosità risulta essere la D (Tabella 5.4:).

Tabella 5.4: Classi di Rugosità del Terreno

Classi di rugosità	Descrizione
A	Area urbana, in cui almeno il 15% della superficie del terreno sia coperto da edifici la cui altezza media supera i 15 m
B	Area urbana (non di classe A), suburbana, industriale o boschiva
C	Area con ostacoli diffusi (quali alberi, case, muri, recinzioni,); aree con rugosità non riconducibile alle Classi A, B, D.
D	a) Mare e relativa fascia costiera (entro 2 km dalla riva) b) Lago (con larghezza pari ad almeno 1 km) e relativa fascia costiera (entro 1 km dalla riva) c) Area priva di ostacoli o con al più rari ostacoli isolati (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, ...)

La categoria di esposizione risulta essere la II.

Tabella 5.5: Criterio di Assegnazione della Categoria di Esposizione



ZONE 1,2,3,4,5						ZONA 9	
A	-	IV	IV	V	V	A	I
B	-	III	III	IV	IV	B	I
C	-	*	III	III	IV	C	I
D	I	II	II	II	III	D	I
* Categoria II in zona 1,2,3,4 Categoria III in zona 5							
** Categoria III in zona 2,3,4,5 Categoria IV in zona 1							
ZONA 6						ZONE 7,8	
A	-	III	IV	V	V	A	-
B	-	II	III	IV	IV	B	-
C	-	II	III	III	IV	C	-
D	I	I	II	II	III	D	I
* Categoria II in zona 6 Categoria III in zona 7							

I valori dei parametri k_r , z_0 e z_{min} risultano quindi (Tabella 5.6):

$$k_r = 0,19$$

$$z_0 = 0,05 \text{ m}$$

$$z_{min} = 4,00 \text{ m}$$

Tabella 5.6: Valori dei Parametri k_r , z_0 e z_{min}

Categorie di esposizione del sito	k_r	z_0 (m)	z_{min} (m)
I	0,17	0,01	2
II	0,19	0,05	4
III	0,20	0,10	5
IV	0,22	0,30	8
V	0,23	0,70	12

La pressione cinetica di riferimento del vento q_b è fornita dalla relazione:

$$q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2(T_R)$$

dove:

ρ è la densità media di massa dell'aria pari a $1,25 \text{ kg/m}^3$;

$v_b(T_R)$ è la velocità di riferimento di progetto.

Nel caso in esame si ha:

$$q_b = 703.4 \text{ N/m}^2$$

La pressione del vento p è data dall'espressione:

$$p(z) = q_b \cdot c_e(z) \cdot c_p \cdot c_d$$

dove:

q_b è la pressione cinetica di riferimento;

$c_e(z)$ è il coefficiente di esposizione fornito dalla relazione:

$$c_e(z) = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln\left(\frac{z_{min}}{z_0}\right) \cdot [7 + c_t \cdot \ln\left(\frac{z_{min}}{z_0}\right)] \text{ per } z < z_{min}$$

$$c_e(z) = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \cdot [7 + c_t \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)] \text{ per } z \geq z_{min}$$

c_p è il coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico);

c_d è il coefficiente dinamico che viene cautelativamente assunto pari ad 1.

Nel caso in esame si assumono i coefficienti di esposizione riportati nella seguente tabella:

Z[m]	c_e
4,00	1,80
5,5	1,99
8,00	2,21
11,00	2,41

Si assumono quindi i seguenti valori per il coefficiente di forma:

c_{pi} (sopravento)	0,2
c_{pe} (sopravento)	0,8
c_{pi} (sottovento)	0,2
c_{pe} (sottovento)	0,4

Si precisa che con il termine sopravento si indica l'elemento direttamente investito dal vento e che con il segno positivo si indica direzione concorde al verso del vento.

Pressione del vento: p

La pressione del vento è data dall'espressione:

$$p = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d \cdot c_t$$

Azione tangenziale del vento: p_f

L'azione tangente per unità di superficie parallela alla direzione del vento è data dall'espressione:

$$p_f = q_b \cdot c_e \cdot c_f$$

Essendo le superfici generalmente identificabili come molto scabre (ondulate, costolate, piegate, ...), il coefficiente di attrito è assunto pari a:

$$c_f = 0.04$$

5.5 CARICO DA NEVE

Il carico provocato dalla neve è valutato mediante la seguente espressione:

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

dove:

q_s è il carico della neve;

μ_i è un coefficiente di forma;

q_{sk} è il valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo [kN/m²];

C_e è il coefficiente di esposizione;

C_t è il coefficiente termico.

L'intervento si colloca nella Provincia di Gorizia. Il valore caratteristico minimo del carico della neve al suolo risulta per la Zona II (in cui ricade l'area interessata dall'intervento):

$$q_{sk} = 1.00 \frac{kN}{m^2} \text{ per } a_s \leq 200 \text{ m}$$

Il coefficiente di esposizione è assunto pari a 0.9, mentre quello termico è assunto pari a 1.

Tabella 5.7: Valori C_e per Diverse Classi di Topografia

Topografia	Descrizione	C_E
Battuta dai venti	Aree pianeggianti non ostruite esposte su tutti i lati, senza costruzioni o alberi più alti.	0,9
Normale	Aree in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, altre costruzioni o alberi.	1,0
Riparata	Aree in cui la costruzione considerata è sensibilmente più bassa del circostante terreno o circondata da costruzioni o alberi più alti	1,1

Il coefficiente di forma è assunto pari a 0,8.

Tabella 5.8: Valori del Coefficiente di Forma

Coefficiente di forma	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
μ_i	0,8	$0,8 \cdot \frac{(60 - \alpha)}{30}$	0,0

Il carico provocato dalla neve risulta quindi:

$$q_s = 0.72 \frac{kN}{m^2}$$

5.6 AZIONE TERMICA

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 e l'eventuale presenza di elementi non strutturali isolanti.

Nel caso in cui la temperatura non costituisca azione fondamentale per la sicurezza o per la efficienza funzionale della struttura è consentito tener conto, per gli edifici, della sola componente ΔT_u , ricavandola dalla seguente tabella.

Tipo di struttura	ΔT_u [°C]
Strutture in c.a. esposte	±15
Strutture in c.a. protette	±10
Strutture in acciaio esposte	±25
Strutture in acciaio protette	±15

5.7 SOVRACCARICHI VARIABILI

I sovraccarichi variabili sono rappresentati da:

carichi di impianto (in mancanza di determinazioni maggiormente approfondite)	5kN/m ²
carico distribuito per la manutenzione sulla copertura	1kN/m ²

6 CONDIZIONI DI CARICO E COMBINAZIONI DI CALCOLO

Nel presente capitolo si riportano le combinazioni di calcolo delle azioni utilizzate nelle differenti verifiche a partire dalle condizioni di carico.

6.1 CONDIZIONI DI CARICO

Al fine di definire le combinazioni di carico per il controllo dei singoli stati limite dei vari elementi strutturali, sono state definite le seguenti condizioni di carico:

- $G_{1,i}$ Carichi permanenti strutturali;
- $G_{2,i}$ Carichi permanenti non strutturali;
- $Q_{k,i}$ Carichi variabili;
- E Azione sismica.

Nel combinare le condizioni di carico, si è seguito quanto disposto nell'NTC2008 §2.5.3. Per i valori dei coefficienti parziali di sicurezza si è fatto riferimento alla tabella seguente (Tab. 2.5.I – NTC2008):

Tabella 6.1: Valore dei Coefficienti di Combinazione

Categoria/Azione variabile	Ψ_{0j}	Ψ_{1j}	Ψ_{2j}
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 ≤ 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 ≤ 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

6.2 COMBINAZIONI DI CALCOLO PER GLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)

Le azioni sulla struttura devono essere cumulate in modo tale da risultare favorevoli ai fini delle singole verifiche.

Le combinazioni di carico si sono ottenute combinando linearmente, le combinazioni di carico definite nel paragrafo precedente.

Per la verifica dello stato limite ultimo si è adottata la seguente combinazione di calcolo delle azioni:

$$F_{d,SLU} = \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \Psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \Psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

In caso di sisma, l'azione sismica E è stata combinata con le altre azioni variabili nel modo seguente:

$$F_{d,E} = E + G_1 + G_2 + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

6.3 COMBINAZIONI DI CALCOLO PER GLI STATI LIMITE ESERCIZIO (SLE)

Il controllo degli stati limite di esercizio è stato effettuato sulla base degli effetti delle seguenti combinazioni di carico:

$$F_{d,SLE,r} = G_1 + G_2 + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

$$F_{d,SLE,f} = G_1 + G_2 + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

$$F_{d,SLE,qp} = G_1 + G_2 + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

le quali indicano rispettivamente alle combinazioni rare, frequenti e quasi permanenti.

7 SERBATOIO GNL

Si riporta in questa sede l'analisi del sistema di fondazioni previsto per i serbatoi GNL.

Sulla base delle informazioni ad oggi disponibili si considera la necessità di impiegare un'opera di fondazione su pali trivellati di diametro 1200 mm, disposti sotto tutta la fondazione a interasse pari a 3 volte il diametro del palo. Nel presente rapporto viene determinata la capacità portante verticale del singolo palo D1200 mm nelle condizioni stratigrafiche locali. Nelle successive fasi progettuali saranno dettagliate le azioni agenti sui pali e sarà così possibile ottimizzare il dimensionamento delle opere di fondazione. Requisito essenziale dell'opera di fondazione è il raggiungimento da parte della punta del palo dello strato ghiaioso sabbioso profondo (unità geotecnica E). La lunghezza dei pali di 25 m permette il raggiungimento di talo strato. Indagini geognostiche integrative potranno confermare le effettive condizioni stratigrafiche locali, ad oggi ragionevolmente ipotizzate sulla base delle informazioni disponibili, e potranno conseguentemente essere ottimizzate anche le lunghezze dei pali.

7.1 VERIFICHE FONDAZIONI – METODOLOGIA DI CALCOLO

Le verifiche geotecniche delle opere in oggetto sono eseguite in accordo a quanto indicato dalla normativa vigente N.T.C. (2008).

In accordo con quanto definito nel par. 6.2.3. delle N.T.C., devono essere svolte le verifiche di sicurezza e delle prestazioni attese.

Per le verifiche allo Stato Limite di Esercizio (SLE) e allo Stato Limite Ultimo (SLU) deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq R_d$$

dove

E_d è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione;

R_d è il valore di progetto della resistenza.

La verifica della condizione ($E_d \leq R_d$) è stata effettuata considerando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1 e A2, vedere tabella 2.6.I delle N.T.C.), per i parametri geotecnici (M1 e M2, vedere tabella 6.2.II delle N.T.C.) e per le resistenze (R1, R2 e R3, vedere tabella 6.5.I delle N.T.C.). Tali coefficienti parziali sono riportati nella tabella seguente.

Tabella 7.1: Coefficienti Amplificativi e Riduttivi Previsti dalle N.T.C. 2008

		Coefficiente γ_F	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali ⁽¹⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

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

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

La verifica delle fondazioni su pali in c.a. viene effettuata con riferimento al criterio degli stati limite in accordo con quanto riportato al capitolo 4.1.2 del DM 14 gennaio 2008 e adottando l'Approccio 2 – (A1+M1+R3) (cfr. NTC – paragrafo 6.4.3.1).

Tabella 7.2: Coefficienti R1-R2-R3 per il Calcolo della Capacità Portante (N.T.C. 2008)

Resistenza	Simbolo	Pali infissi			Pali trivellati			Pali ad elica continua		
		(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)
Base	γ_b	1,0	1,45	1,15	1,0	1,7	1,35	1,0	1,6	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15
Totale (*)	γ_t	1,0	1,45	1,15	1,0	1,6	1,30	1,0	1,55	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25

La capacità portante viene calcolata sommando i contributi delle resistenze di punta e laterale del palo, così calcolate:

$$\text{Resistenza di punta: } Q_{\text{lim base}} = (N_q \cdot \sigma'_v) \cdot A_{\text{palo}}$$

$$\text{Resistenza laterale: } Q_{\text{lim laterale}} = k \cdot \sigma'_v \cdot \tan \phi$$

Dove:

N_q è il coefficiente di Berezantzev, funzione dell'angolo di attrito e del rapporto L/D secondo la formulazione del 1965 per pali di grande diametro (v. Figura 7.1:);

σ'_v è lo sforzo verticale efficace agente alla base del palo. L'andamento dello sforzo viene supposto linearmente crescente fino ad una determinata quota a partire dalla quale si mantiene costante a causa dell'effetto "silo" creato dalla presenza del palo. La quota a

partire dalla quale lo sforzo si mantiene costante è compresa tra 10 e 20 volte il D del palo in funzione delle caratteristiche del terreno.

k è il coefficiente che varia in funzione della tecnica di realizzazione del palo: per i pali trivellati si adotta 0,7 in compressione e 0.5 in trazione.

La capacità portante complessiva del palo viene dunque così calcolata:

$$N_{R_compr} = Q_{lim\ base}/\gamma_b + Q_{lim\ laterale}/\gamma_s - W_{palo}$$

$$N_{R_traz} = Q_{lim\ laterale}/\gamma_{st} + W_{palo}$$

Non si tiene in conto della sottospinta dell'acqua nel calcolo della capacità portante a compressione.

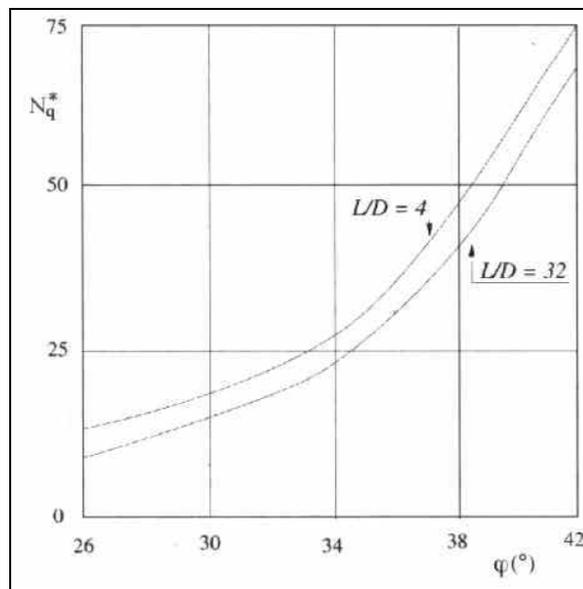


Figura 7.1: Coefficiente Nq di Berezantzev per Pali di Grande Diametro

La capacità portante verticale dei pali viene ridotta dei coefficienti γ_R previsti dalla normativa riportati in Tabella 7.1.: Si applica inoltre un fattore di correlazione ξ dovuto all'incertezza dei parametri geotecnici, in accordo a quanto indicato nella tabella 6.4.IV delle N.T.C. 2008, che si riporta di seguito. Si considera che ad oggi sono disponibili solamente 4 sondaggi profondi e pertanto si applica un coefficiente riduttivo della capacità portante ξ_3 riguardante i parametri geotecnici medi pari a 1.55.

Tabella 7.3: Coefficienti R1-R2-R3 per il Calcolo della Capacità Portante (N.T.C. 2008)

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

7.2 VERIFICHE FONDAZIONI – RISULTATI

La fondazione dei serbatoi GNL è costituita da pali di fondazione trivellati di diametro 1200 mm e interasse pari a 3 volte il diametro del palo, disposti sotto tutta la fondazione. Nel presente rapporto viene determinata la capacità portante verticale del singolo palo D1200 mm, in accordo alla metodologia di calcolo descritta nel capitolo 7.1. I pali hanno lunghezza 25 m al fine di garantire il raggiungimento da parte della punta del palo dello strato ghiaioso sabbioso profondo (unità geotecnica E).

I valori di capacità portante sono pari a:

$$N_{R_compr} = 7084 \text{ kN}$$

$$N_{R_traz.} = 2560 \text{ kN}$$

Considerando i fattori riduttivi previsti dalla normativa, oltre al contributo del peso sommerso del palo (penalizzante in condizioni di compressione e favorevole in condizioni di trazione), si determinano i seguenti valori di progetto di capacità portante:

$$N_{Rd_compr} = 4570 \text{ kN}$$

$$N_{Rd_traz.} = 1595 \text{ kN}$$

Nell'immagine seguente si riporta l'andamento della capacità portante del palo a compressione e trazione, scomposto nei due contributi di base e laterale, oltre alla somma dei due fattorizzata secondo normativa.

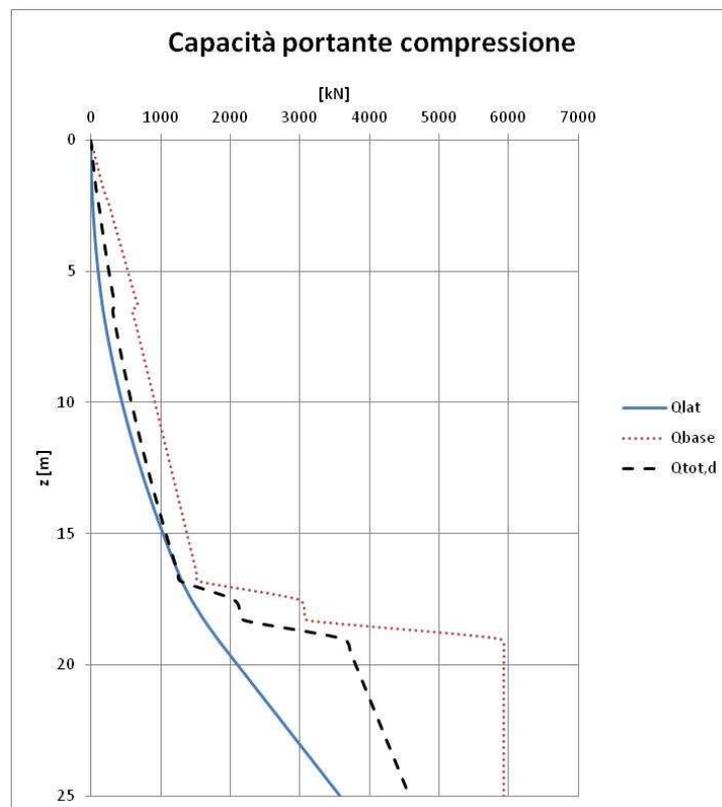


Figura 7.2: Capacità Portante Verticale Compressione

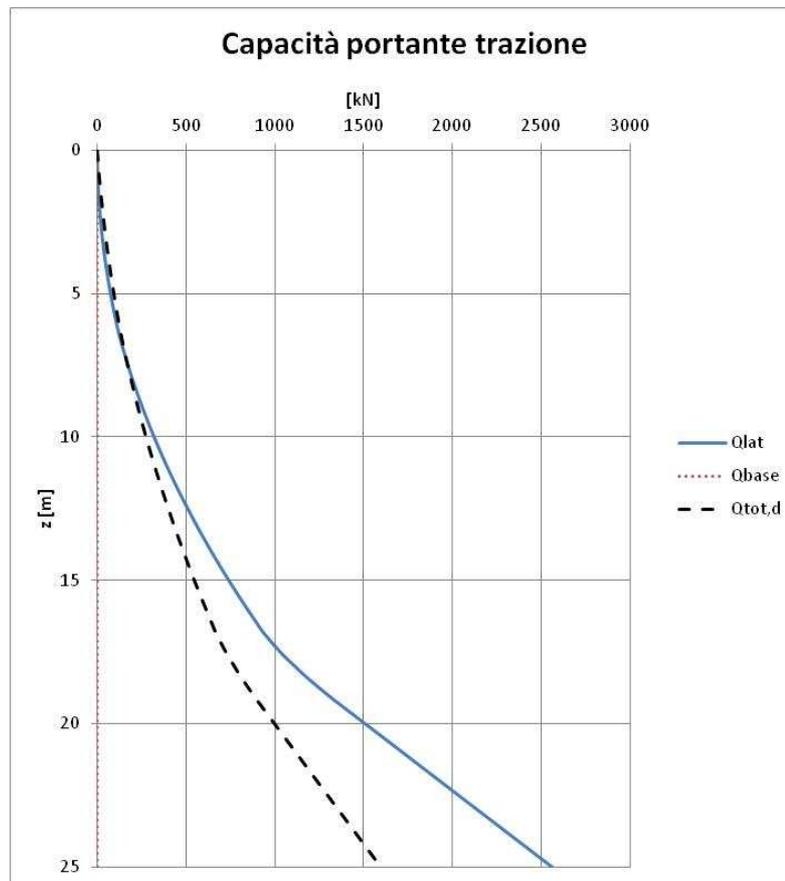


Figura 7.3: Capacità Portante Verticale Trazione

8 EDIFICIO COMPONENTI AUSILIARIE

8.1 DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO

L'analisi strutturale è condotta con l'ausilio del programma di calcolo Modest 7.28, prodotto da Tecnisoft e distribuito da Harpaceas S.r.l..

L'analisi della struttura è stata condotta considerando uno schema a telai ortogonali incastrati con un modello 3D. I telai sono tra loro vincolati da una griglia di travi che sorreggono i solai di impalcato. Le travi e le colonne sono stati modellate con elementi finiti trave a due nodi tipo Eulero Bernoulli, con dimensioni pari a quelle delle travi e colonne reali.

Per gli elementi solai sono stati utilizzati elementi tipo shell a quattro nodi. Per gli elementi platea si adottano elementi bidimensionali su suolo elastico, con coefficiente di Winkler assunto cautelativamente pari ad 1.2 kg/cm^3 .

Si riporta per maggiore chiarezza una immagine del modello di calcolo:

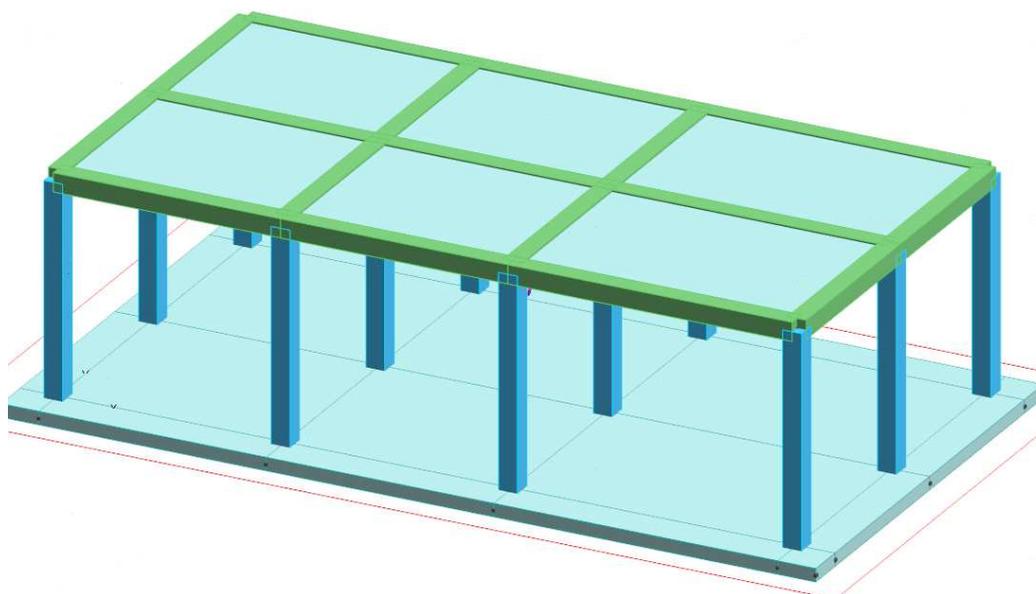


Figura 8.1: Modello f.e.m. Edificio Produzione Aria Compressa

8.2 VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI PRINCIPALI

8.2.1 Travi

Verifiche a s.l.u.

Momento flettente

La trave è verificata a flessione in due sezioni, rispettivamente in mezzeria ed all'incastro.

Xg <m>	CC	TCC	X <cm>	AfT <cmq>	S AfT <cmq>	I AfE <cmq>	S AfE <cmq>	I AfTP <cmq>	S AfTP <cmq>	I AfEP <cmq>	S AfEP <cmq>	My <kgm>	Myu <kgm>	ε	ε	Sic.
0.25	26	SLU	25.00	7.78	8.35	9.05	9.05	7.78	7.78	9.05	8.43	-1478.9	-15688.80	20.00	-2.19	10.605
3.00	25	SLU	300.00	7.78	7.78	9.05	9.05	7.78	7.78	9.05	9.05	1808.37	15682.60	20.00	-2.17	8.671
5.75	26	SLU	575.00	7.78	8.35	9.05	9.05	7.78	7.78	9.05	8.43	-1480.05	-15688.80	20.00	-2.19	10.596
6.25	26	SLU	25.00	7.78	8.35	9.05	9.05	7.78	7.78	9.05	8.43	-2292.47	-15688.90	20.00	-2.19	6.841
9.00	25	SLU	300.00	7.78	7.78	9.05	9.05	7.78	7.78	9.05	9.05	865.35	15682.80	20.00	-2.17	18.122
11.75	26	SLU	575.00	7.78	8.35	9.05	9.05	7.78	7.78	9.05	8.43	-2294.24	-15688.80	20.00	-2.19	6.836
12.25	25	SLU	25.00	7.78	8.50	9.05	9.05	7.78	7.78	9.05	8.27	-2717.34	-15678.80	20.00	-2.20	5.772
15.75	26	SLU	375.00	7.78	7.78	9.05	9.05	7.78	7.78	9.05	9.05	2531.57	15682.70	20.00	-2.17	6.194
19.25	25	SLU	725.00	7.78	8.50	9.05	9.05	7.78	7.78	9.05	8.27	-2715.51	-15678.90	20.00	-2.20	5.775

Taglio

CC	X0 <m>	X1 <m>	Lung. <m>	A _{IT} St. <cmq/m>	Staff.	A _{IE} St. <cmq/m>	b _w <m>	V _{sdu} <kg>	ctgθ	V _{Rsd} <kg>	V _{Rcd} <kg>
TG	0.25	0.71	0.47	1.77	ø8/ 8 2 br.	12.57	0.50	7231.15	2.50	51447.00	59389.70
TG	0.71	5.29	4.57	1.70	ø8/12 2 br.	8.38	0.50	6940.56	2.50	34298.00	59389.70
TG	5.29	5.75	0.47	1.77	ø8/ 8 2 br.	12.57	0.50	7231.19	2.50	51447.00	59389.70
TG	6.25	6.71	0.47	1.77	ø8/ 8 2 br.	12.57	0.50	7231.15	2.50	51447.00	59389.70
TG	6.71	11.29	4.57	1.70	ø8/12 2 br.	8.38	0.50	6940.57	2.50	34298.00	59389.70
TG	11.29	11.75	0.47	1.77	ø8/ 8 2 br.	12.57	0.50	7231.20	2.50	51447.00	59389.70
TG	12.25	12.72	0.47	1.58	ø8/ 8 2 br.	12.57	0.50	6481.45	2.50	51447.00	59389.70
TG	12.72	18.79	6.07	1.51	ø8/12 2 br.	8.38	0.50	6190.82	2.50	34298.00	59389.70
TG	18.79	19.25	0.47	1.58	ø8/ 8 2 br.	12.57	0.50	6481.42	2.50	51447.00	59389.70

9.1.1.1 Verifiche a s.l.e.

Verifica alle tensioni:

Xg <m>	CC	TCC	EI	X <cm>	A _{IT S} <cmq>	A _{IT I} <cmq>	A _{IE S} <cmq>	A _{IE I} <cmq>	My <kgm>	A _{ITP S} <cmq>	A _{ITP I} <cmq>	A _{IEP S} <cmq>	A _{IEP I} <cmq>	σ<cmq> <kg/cmq>	σ<kg/cm <kg/cmq>	σ<k <kg/cmq>
0.25	30	SLE R	1	25.00	7.78	7.78	9.05	9.05	-1143.68	7.78	7.78	9.05	8.43	296.63	-73.18	6.89
0.25	38	SLE Q	1	25.00	7.78	7.78	9.05	9.05	-1143.65	7.78	7.78	9.05	8.43			6.89
3.00	29	SLE R	1	300.00	7.78	7.78	9.05	9.05	1397.70	7.78	7.78	9.05	9.05	-88.18	362.28	8.32
3.00	37	SLE Q	1	300.00	7.78	7.78	9.05	9.05	1397.67	7.78	7.78	9.05	9.05			8.32
5.75	30	SLE R	1	575.00	7.78	7.78	9.05	9.05	-1143.99	7.78	7.78	9.05	8.43	296.72	-73.20	6.89
5.75	38	SLE Q	1	575.00	7.78	7.78	9.05	9.05	-1144.07	7.78	7.78	9.05	8.43			6.89
6.25	30	SLE R	2	25.00	7.78	7.78	9.05	9.05	-1748.13	7.78	7.78	9.05	8.43	453.41	-111.85	10.52
6.25	38	SLE Q	2	25.00	7.78	7.78	9.05	9.05	-1751.39	7.78	7.78	9.05	8.43			10.54
9.00	29	SLE R	2	300.00	7.78	7.78	9.05	9.05	684.52	7.78	7.78	9.05	9.05	-43.19	177.42	4.08
9.00	37	SLE Q	2	300.00	7.78	7.78	9.05	9.05	680.93	7.78	7.78	9.05	9.05			4.05
11.75	30	SLE R	2	575.00	7.78	7.78	9.05	9.05	-1749.39	7.78	7.78	9.05	8.43	453.74	-111.93	10.53
11.75	38	SLE Q	2	575.00	7.78	7.78	9.05	9.05	-1752.67	7.78	7.78	9.05	8.43			10.55
12.25	29	SLE R	3	25.00	7.78	7.78	9.05	9.05	-2093.58	7.78	7.78	9.05	8.27	543.11	-134.43	12.64
12.25	37	SLE Q	3	25.00	7.78	7.78	9.05	9.05	-2093.86	7.78	7.78	9.05	8.27			12.64
15.75	30	SLE R	3	375.00	7.78	7.78	9.05	9.05	1953.98	7.78	7.78	9.05	9.05	-123.28	506.46	11.64
15.75	38	SLE Q	3	375.00	7.78	7.78	9.05	9.05	1953.70	7.78	7.78	9.05	9.05			11.63
19.25	29	SLE R	3	725.00	7.78	7.78	9.05	9.05	-2092.55	7.78	7.78	9.05	8.27	542.84	-134.36	12.63
19.25	37	SLE Q	3	725.00	7.78	7.78	9.05	9.05	-2092.77	7.78	7.78	9.05	8.27			12.63

Verifica a stato limite di apertura delle fessure:

Caso	Xg <m>	CC	TCC	El	Sez.	Crit.	X <cm>	My <kgm>	c <mm>	s <mm>	K ₃	srm <mm>	Φ	As <cmq>	Ac eff <cmq>	σ _c <kg/cmq>	σ _{sr} <kg/cmq>	ε _{sm}	Wk <mm>
26	0.25	38	SLE Q	1	2	1	25.00	- 1143.65	23.00	336.00	0.15	222.10	24.00	4.52	345.58	296.63	2270.91	0.06	0.02
30	0.25	34	SLE F	1	2	1	25.00	- 1143.66	23.00	336.00	0.15	222.10	24.00	4.52	345.58	296.63	2270.91	0.06	0.02
57	3.00	37	SLE Q	1	2	1	300.00	1397.67	23.00	336.00	0.15	222.31	24.00	4.52	345.58	362.27	2279.52	0.07	0.03
61	3.00	33	SLE F	1	2	1	300.00	1397.67	23.00	336.00	0.15	222.31	24.00	4.52	345.58	362.27	2279.52	0.07	0.03
90	5.75	38	SLE Q	1	2	1	575.00	- 1144.07	23.00	336.00	0.15	222.10	24.00	4.52	345.58	296.74	2270.90	0.06	0.02
94	5.75	34	SLE F	1	2	1	575.00	- 1144.05	23.00	336.00	0.15	222.10	24.00	4.52	345.58	296.73	2270.90	0.06	0.02
122	6.25	38	SLE Q	2	2	1	25.00	- 1751.39	23.00	336.00	0.15	222.10	24.00	4.52	345.58	454.26	2270.91	0.09	0.03
126	6.25	34	SLE F	2	2	1	25.00	- 1750.73	23.00	336.00	0.15	222.10	24.00	4.52	345.58	454.09	2270.91	0.09	0.03
153	9.00	37	SLE Q	2	2	1	300.00	680.93	23.00	336.00	0.15	222.31	24.00	4.52	345.58	176.49	2279.52	0.03	0.01
157	9.00	33	SLE F	2	2	1	300.00	681.65	23.00	336.00	0.15	222.31	24.00	4.52	345.58	176.68	2279.52	0.03	0.01
186	11.75	38	SLE Q	2	2	1	575.00	- 1752.67	23.00	336.00	0.15	222.10	24.00	4.52	345.58	454.59	2270.90	0.09	0.03
190	11.75	34	SLE F	2	2	1	575.00	- 1752.01	23.00	336.00	0.15	222.10	24.00	4.52	345.58	454.42	2270.90	0.09	0.03
217	12.25	37	SLE Q	3	2	1	25.00	- 2093.86	23.00	336.00	0.15	222.04	24.00	4.52	345.58	543.18	2268.74	0.11	0.04
221	12.25	33	SLE F	3	2	1	25.00	- 2093.81	23.00	336.00	0.15	222.04	24.00	4.52	345.58	543.17	2268.74	0.11	0.04
250	15.75	38	SLE Q	3	2	1	375.00	1953.70	23.00	336.00	0.15	222.31	24.00	4.52	345.58	506.39	2279.52	0.10	0.04
254	15.75	34	SLE F	3	2	1	375.00	1953.76	23.00	336.00	0.15	222.31	24.00	4.52	345.58	506.40	2279.52	0.10	0.04
281	19.25	37	SLE Q	3	2	1	725.00	- 2092.77	23.00	336.00	0.15	222.04	24.00	4.52	345.58	542.90	2268.74	0.11	0.04
285	19.25	33	SLE F	3	2	1	725.00	- 2092.72	23.00	336.00	0.15	222.04	24.00	4.52	345.58	542.89	2268.74	0.11	0.04

9.1.2 Pilastrri

9.1.2.1 Verifiche a s.l.u.

Momento flettente

Xg <m>	CC	TCC	El	Sez.	X <cm>	N <kg>	My <kgm>	α <	My ver. <kgm>	Mz <kgm>	α <	Mz ver. <kgm>	Nu <kg>	Myu <kgm>	Mzu <kgm>	α < <grad>	ϵ <	Sic.
0.17	13	SLV	1	1	17.50	-10526.30	9380.46			-2548.73			-10526.30	23225.00	-6661.56	348.75	8.58	2.483
5.60	13	SLV	1	1	560.00	-7135.72	-9020.06			2308.72			-7135.72	-22964.10	5803.55	170.16	9.13	2.544

Taglio

X0 <m>	X1 <m>	Staff.	CC	TCC	bw,y <m>	Vsdu,y <kg>	ctg θ	VRsd,y <kg>	VRed,y <kg>	bw,z <m>	Vsdu,z <kg>	ctg θ	V _{Rsd,z} <kg>	V _{Red,z} <kg>
0.17	1.08	ø8/12 2 br.	25	SLU	0.50	0.00	2.50	33634.20	60140.10	0.50	418.55	2.50	33634.20	60140.10
0.17	1.08	ø8/12 2 br.	28	SLU	0.50	209.95	2.50	33634.20	60124.20	0.50	270.55	2.50	33634.20	60124.20
0.17	1.08	ø8/12 2 br.	1(TG)	SLV	0.50	3704.11	2.50	33634.20	59550.90	0.50	9068.14	2.50	33634.20	59550.90
0.17	1.08	ø8/12 2 br.	19(TG)	SLV	0.50	10269.40	2.50	33634.20	59395.70	0.50	1708.78	2.50	33634.20	59395.70
1.08	4.70	ø6/18 2 br.	25	SLU	0.50	0.00	2.50	12612.80	60036.10	0.50	418.55	2.50	12612.80	60036.10
1.08	4.70	ø6/18 2 br.	28	SLU	0.50	209.95	2.50	12612.80	60020.20	0.50	270.55	2.50	12612.80	60020.20
1.08	4.70	ø6/18 2 br.	1(TG)	SLV	0.50	3704.11	2.50	12612.80	59550.90	0.50	9068.14	2.50	12612.80	59550.90
1.08	4.70	ø6/18 2 br.	19(TG)	SLV	0.50	10269.40	2.50	12612.80	59395.70	0.50	1708.78	2.50	12612.80	59395.70
4.70	5.60	ø8/12 2 br.	25	SLU	0.50	0.00	2.50	33634.20	59620.30	0.50	418.55	2.50	33634.20	59620.30
4.70	5.60	ø8/12 2 br.	28	SLU	0.50	209.95	2.50	33634.20	59604.40	0.50	270.55	2.50	33634.20	59604.40
4.70	5.60	ø8/12 2 br.	1(TG)	SLV	0.50	3704.11	2.50	33634.20	59550.90	0.50	9068.14	2.50	33634.20	59550.90
4.70	5.60	ø8/12 2 br.	19(TG)	SLV	0.50	10269.40	2.50	33634.20	59395.70	0.50	1708.78	2.50	33634.20	59395.70

9.1.2.2 Verifiche SLE

Xg <m>	CC	TCC	El	Sez.	X <cm>	N <kg>	My <kgm>	Mz <kgm>	c <mm>	s <mm>	K ₃	srm <mm>	Φ	As <cmq>	Ac eff <cmq>	σ _c <kg/cmq>	σ _{sr} <kg/cmq>	ε _{sm}	W _k <mm>
5.60	37	SLE Q	1	1	560.00	- 7808.72	1149.05	0.00	34.00	208.00	0.13	183.66	16.00	10.05	930.67	37.92	657.78	0.01	0.00
5.60	33	SLE F	1	1	560.00	- 7851.33	1151.24	0.00	34.00	208.00	0.13	183.66	16.00	10.05	930.67	37.57	653.57	0.01	0.00

9.1.3 Soletta di Copertura

Stato Limite Ultimo - Ferri longitudinali - Verifiche armatura

Nodo	X <m>	Y <m>	DV	C C	TC C	A _{FE S} <cmq>	A _{FE I} <cmq>	Mom <kgm>	M _u <kgm>	Sic.
16	0.00	10.00	XX	13	SLV	2.62	2.62	94.46	1891.02	20.019
15	6.00	10.00	XX	13	SLV	2.62	2.62	31.07	1891.02	60.866
21	19.50	0.00	YY	7	SLV	2.62	2.62	98.18	1891.02	19.262

Stato Limite Esercizio - Ferri longitudinali - Verifiche armatura

Nodo	X <m>	Y <m>	DV	C C	TCC	A _{FE S} <cmq>	A _{FE I} <cmq>	Mom <kgm>	σ _k <kg/cmq>	σ _k <kg/cmq>
24	0.00	0.00	XX	29	SLE R	2.62	2.62	46.60	1.77	112.09
24	0.00	0.00	XX	37	SLE Q	2.62	2.62	46.55	1.77	
22	12.00	0.00	XX	29	SLE R	2.62	2.62	-1.62	0.06	3.89
22	12.00	0.00	XX	37	SLE Q	2.62	2.62	-1.86	0.07	
16	0.00	10.00	YY	32	SLE R	2.62	2.62	21.76	0.83	52.35
16	0.00	10.00	YY	40	SLE Q	2.62	2.62	21.29	0.81	

Verifiche stato limite di formazione delle fessure

Nodo	X <m>	Y <m>	DV	CC	TCC	c <mm>	s <mm>	K ₃	srm <mm>	Φ	As <cmq>	Ac eff <cmq>	σ _c <kg/cmq>	σ _{sr} <kg/cmq>	ε _{sm}	W _k <mm>
24	0.00	0.00	XX	37	SLE Q	25.00	140.00	0.13	151.93	10.00	0.79	115.85	111.97	4843.53	0.02	0.01
24	0.00	0.00	XX	33	SLE F	25.00	140.00	0.13	151.93	10.00	0.79	115.85	111.99	4843.53	0.02	0.01
22	12.00	0.00	XX	37	SLE Q	25.00	140.00	0.13	151.93	10.00	0.79	115.85	4.48	4843.53	0.00	0.00
22	12.00	0.00	XX	33	SLE F	25.00	140.00	0.13	151.93	10.00	0.79	115.85	4.37	4843.53	0.00	0.00
16	0.00	10.00	YY	40	SLE Q	25.00	140.00	0.13	151.93	10.00	0.79	115.85	51.22	4843.53	0.01	0.00
16	0.00	10.00	YY	36	SLE F	25.00	140.00	0.13	151.93	10.00	0.79	115.85	51.44	4843.53	0.01	0.00

9.1.4 Platea

Stato Limite Ultimo - Ferri longitudinali - Verifiche armatura

Nodo	X <m>	Y <m>	DV	C C	TC C	A _{FE S} <cmq>	A _{FE I} <cmq>	Mom <kgm>	M _u <kgm>	Sic.
25	0.00	11.00	XX	13	SLV	2.62	2.62	270.72	3309.06	12.223
26	6.00	11.00	XX	13	SLV	2.62	2.62	188.72	3309.06	17.534
42	-1.00	11.00	YY	1	SLV	2.62	2.62	252.44	3309.06	13.108
5	19.50	5.00	YY	7	SLV	2.62	2.62	226.99	3309.06	14.578

Stato Limite Esercizio - Ferri longitudinali - Verifiche armatura

Nodo	X <m>	Y <m>	DV	C C	TCC	A _{FE S} <cmq>	A _{FE I} <cmq>	Mom <kgm>	σ _k <kg/cmq>	σ _k <kg/cmq>
40	-1.00	5.00	XX	30	SLE R	2.62	2.62	143.04	1.97	179.66
40	-1.00	5.00	XX	38	SLE Q	2.62	2.62	141.40	1.95	
7	6.00	5.00	XX	30	SLE R	2.62	2.62	-13.52	0.19	16.98
7	6.00	5.00	XX	38	SLE Q	2.62	2.62	-14.50	0.20	
30	6.00	-1.00	YY	32	SLE R	2.62	2.62	121.17	1.67	152.19
25	0.00	11.00	YY	39	SLE Q	2.62	2.62	119.48	1.64	

Verifiche stato limite di formazione delle fessure

Nodo	X <m>	Y <m>	D V	C C	TC C	c <mm>	s <mm>	K ₃	srm <mm>	Φ	As <cmq>	Ac eff <cmq>	σ<c <kg/cmq>	σsr <kg/cmq>	εsm	Wk <mm>
40	-1.00	5.00	XX	38	SLE Q	25.00	140.00	0.18	183.46	10.00	0.79	115.85	177.60	7639.20	0.03	0.01
40	-1.00	5.00	XX	34	SLE F	25.00	140.00	0.18	183.46	10.00	0.79	115.85	178.01	7639.20	0.03	0.01
7	6.00	5.00	XX	38	SLE Q	25.00	140.00	0.18	183.46	10.00	0.79	115.85	18.21	7639.20	0.00	0.00
7	6.00	5.00	XX	34	SLE F	25.00	140.00	0.18	183.46	10.00	0.79	115.85	17.97	7639.20	0.00	0.00
25	0.00	11.00	YY	39	SLE Q	25.00	140.00	0.18	183.46	10.00	0.79	115.85	150.06	7639.20	0.03	0.01
25	0.00	11.00	YY	35	SLE F	25.00	140.00	0.18	183.46	10.00	0.79	115.85	150.48	7639.20	0.03	0.01

Stato Limite Ultimo - Armatura a punzonamento - Verifiche armatura

Pil	X <m>	Y <m>	C C	TC C	P _{sd} <kg>	P _v <m>	Ab <mq>	σ _m <kg/cmq>	A _{f punz.} <cmq>	P _{rd} <kg>
1	0.00	0.00	7	SLV	-6874.31	3.08	3.17	0.11		44548.00
2	6.00	0.00	7	SLV	-9462.70	4.86	3.17	0.12		70293.30
3	12.00	0.00	19	SLV	-11254.20	4.86	3.17	0.12		70293.30
4	19.50	0.00	19	SLV	-7819.49	3.08	3.17	0.11		44548.00
5	19.50	5.00	13	SLV	-9685.71	4.86	3.17	0.13		70293.30
6	12.00	5.00	1	SLV	-13030.60	7.12	3.17	0.14		102981.00
7	6.00	5.00	1	SLV	-11498.10	7.12	3.17	0.14		102981.00
8	0.00	5.00	1	SLV	-9229.22	4.86	3.17	0.13		70293.30
9	0.00	10.00	19	SLV	-6874.38	3.08	3.17	0.11		44548.00
10	6.00	10.00	19	SLV	-9462.70	4.86	3.17	0.12		70293.30
11	12.00	10.00	7	SLV	-11254.20	4.86	3.17	0.12		70293.30
12	19.50	10.00	7	SLV	-7819.59	3.08	3.17	0.11		44548.00

10 EDIFICIO QUADRI ELETTRICI E SALA CONTROLLO

10.1 DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO

L'analisi strutturale è condotta con l'ausilio del programma di calcolo Modest 7.28, prodotto da Tecnisoft e distribuito da Harpaceas S.r.l..

Per la modellazione del solaio di copertura si sono adottati elementi tipo shell, per i pilastri e le travi sono stati adottati elementi tipo beam. Per gli elementi platea si adottano elementi bidimensionali su suolo elastico, con coefficiente di Winkler assunto cautelativamente pari ad 1.2 kg/cm^3 .

Si riporta per maggiore chiarezza una immagine del modello di calcolo:

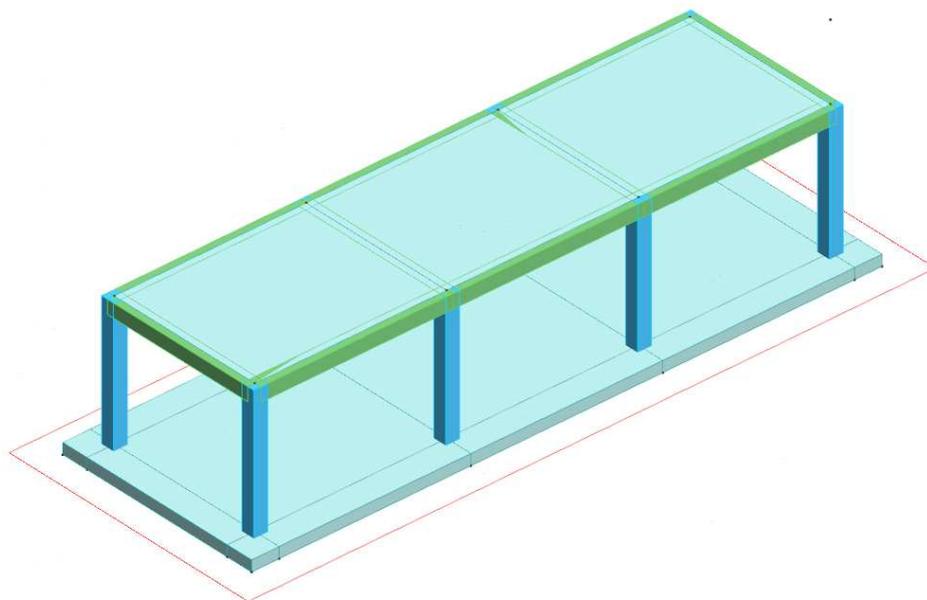


Figura 10.1: Modello f.e.m. Edificio Quadri Elettrici e Sala Controllo

10.2 RESISTENZA AL FUOCO DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

Ci si riferisce al D.M. 16 febbraio 2007 “Classificazione di resistenza al fuoco di prodotti ed elementi costruttivi di opere da costruzione” ed in particolare al contenuto di cui all’Allegato D “modalità per la classificazione in base a confronti con tabelle”.

Relativamente alle murature non portanti di blocchi e percentuale di foratura del blocco $> 55\%$ ed intonaco normale, lo spessore minimo del blocco classe EI 120 è di 200mm. Data l'altezza delle pareti è necessario un irrigidimento a circa metà dell'altezza ad assolvere le stesse funzioni di ritenuta di un solaio.

Per quanto riguarda la soletta di copertura, il requisito R120 è garantito da uno spessore minimo di 160mm ed una distanza tra lato esposto ed asse barre minima di 40mm.

Per quanto riguarda le travi in c.a. il requisito R120 è soddisfatto garantendo per una larghezza di sezione $B=500\text{mm}$ una distanza tra lato esposto ed asse barre di 50mm.

Per quanto riguarda i pilastri in c.a. esposti su più lati, il requisito R120 è soddisfatto garantendo per una larghezza minima di sezione $B=350\text{mm}$, una distanza asse ferro e lato esposto di 70mm .

10.3 VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI PRINCIPALI

Si riporta nel seguito la verifica degli elementi strutturali maggiormente sollecitati per ciascuna tipologia strutturale.

10.3.1 Travi

10.3.1.1 Verifiche a s.l.u.

Momento flettente

La trave è verificata a flessione in due sezioni, rispettivamente in mezzzeria ed all'incastro.

Xg <m>	CC	TCC	X <cm>	My <kgm>	Myu <kgm>	Sic.
0.25	50	SLU	555.00	-1369.36	-15110.30	11.035
2.90	49	SLU	290.00	1647.07	15098.10	9.168

Taglio

CC	X0 <m>	X1 <m>	Lung. <m>	A _{RT ST.} <cmq/m>	Staff.	A _{RE ST.} <cmq/m>	b _w <m>	V _{sdu} <kg>	ctgθ	V _{Rsd} <kg>	V _{Red} <kg>
TG	0.25	0.70	0.45	1.64	ø8/ 8 2 br.	12.57	0.50	6504.17	2.50	49787.40	57473.90
TG	0.70	6.30	5.60	1.57	ø8/12 2 br.	8.38	0.50	6223.19	2.50	33191.60	57473.90
TG	6.30	6.75	0.45	1.64	ø8/ 8 2 br.	12.57	0.50	6504.44	2.50	49787.40	57473.90
TG	7.25	7.70	0.45	1.64	ø8/ 8 2 br.	12.57	0.50	6504.36	2.50	49787.40	57473.90
TG	7.70	13.30	5.60	1.57	ø8/12 2 br.	8.38	0.50	6223.10	2.50	33191.60	57473.90
TG	13.30	13.75	0.45	1.64	ø8/ 8 2 br.	12.57	0.50	6504.32	2.50	49787.40	57473.90
TG	14.25	14.70	0.45	1.64	ø8/ 8 2 br.	12.57	0.50	6504.38	2.50	49787.40	57473.90
TG	14.70	20.30	5.60	1.57	ø8/12 2 br.	8.38	0.50	6223.12	2.50	33191.60	57473.90
TG	20.30	20.75	0.45	1.64	ø8/ 8 2 br.	12.57	0.50	6504.23	2.50	49787.40	57473.90

10.3.1.2 Verifiche a s.l.e.

Verifica alle tensioni:

Xg <m>	CC	TCC	X <cm>	A _{RT I} <cmq>	A _{RE I} <cmq>	Tz <kg>	A _{RTP I} <cmq>	A _{REP I} <cmq>	σ _{i inf} <kg/cmq>
0.25	52	SLU	675.00	8.45	9.05	-2638.94	0.67	0.72	3655.45
3.50	22	SLV	350.38	7.78	9.05	-10.36	0.00	0.00	3364.93
6.75	51	SLU	25.00	8.45	9.05	2643.37	0.68	0.72	3655.94
7.25	49	SLU	675.00	8.45	9.05	-2640.96	0.67	0.72	3655.67
10.50	1	SLV	350.00	7.78	9.05	-0.88	0.00	0.00	3363.88
13.75	50	SLU	25.00	8.45	9.05	2640.38	0.67	0.72	3655.61
14.25	52	SLU	675.00	8.45	9.05	-2642.42	0.68	0.72	3655.83
17.50	22	SLV	350.00	7.78	9.05	-12.01	0.00	0.00	3365.11
20.75	51	SLU	25.00	8.45	9.05	2640.00	0.67	0.72	3655.57

Verifica a stato limite di apertura delle fessure:

Caso	Xg <m>	CC	TCC	My <kgm>	c <mm>	s <mm>	K ₃	S _{rm} <mm>	Φ	A _s <cmq>	A _{c eff} <cmq>	σ _s <kg/cmq>	σ _{sr} <kg/cmq>	ε _{sm}	W _k <mm>
28	0.25	64	SLE Q	-1825.79	38.00	336.00	0.14	264.84	24.00	4.52	406.69	494.55	2310.69	0.10	0.04
32	0.25	60	SLE F	-1825.44	38.00	336.00	0.14	264.84	24.00	4.52	406.69	494.46	2310.69	0.10	0.04
59	3.50	63	SLE Q	1632.77	38.00	336.00	0.14	265.14	24.00	4.52	406.69	442.31	2319.37	0.09	0.04
63	3.50	59	SLE F	1633.16	38.00	336.00	0.14	265.14	24.00	4.52	406.69	442.41	2319.37	0.09	0.04
92	6.75	64	SLE Q	-1831.19	38.00	336.00	0.14	264.84	24.00	4.52	406.69	496.02	2310.68	0.10	0.04
96	6.75	60	SLE F	-1830.85	38.00	336.00	0.14	264.84	24.00	4.52	406.69	495.92	2310.68	0.10	0.04
121	7.25	61	SLE Q	-2202.24	38.00	336.00	0.14	264.84	24.00	4.52	406.69	596.52	2310.69	0.12	0.05
125	7.25	57	SLE F	-2203.78	38.00	336.00	0.14	264.84	24.00	4.52	406.69	596.94	2310.69	0.12	0.05
154	10.50	62	SLE Q	1215.13	38.00	336.00	0.14	265.13	24.00	4.52	406.69	329.10	2319.44	0.06	0.03
158	10.50	58	SLE F	1213.38	38.00	336.00	0.14	265.13	24.00	4.52	406.69	328.63	2319.44	0.06	0.03
185	13.75	61	SLE Q	-2205.04	38.00	336.00	0.14	264.84	24.00	4.52	406.69	597.28	2310.68	0.12	0.05
189	13.75	57	SLE F	-2206.67	38.00	336.00	0.14	264.84	24.00	4.52	406.69	597.72	2310.68	0.12	0.05
219	14.25	63	SLE Q	-1853.19	38.00	336.00	0.14	264.84	24.00	4.52	406.69	501.98	2310.67	0.10	0.04
223	14.25	59	SLE F	-1853.83	38.00	336.00	0.14	264.84	24.00	4.52	406.69	502.15	2310.68	0.10	0.04
252	17.50	64	SLE Q	1609.11	38.00	336.00	0.14	265.14	24.00	4.52	406.69	435.88	2319.39	0.08	0.04
256	17.50	60	SLE F	1608.51	38.00	336.00	0.14	265.14	24.00	4.52	406.69	435.71	2319.39	0.08	0.04
283	20.75	63	SLE Q	-1842.03	38.00	336.00	0.14	264.84	24.00	4.52	406.69	498.95	2310.69	0.10	0.04
287	20.75	59	SLE F	-1842.49	38.00	336.00	0.14	264.84	24.00	4.52	406.69	499.08	2310.69	0.10	0.04

10.3.2 Pilastri

10.3.2.1 Verifiche a s.l.u.

Momento flettente

Xg <m>	C C	TC C	X <cm>	N <kg>	My <kgm>	Mz <kgm>	α<	Nu <kg>	Myu <kgm>	Mzu <kgm>	α <grad>	ε	Sic.
0.40	34	SLV	40.00	-13341.40	8022.83	-2149.72		-13375.60	22430.30	-6232.04	348.75	7.27	2.800
4.80	34	SLV	480.00	-10591.40	-7728.28	2261.72		-10597.60	-22036.00	6212.89	168.75	7.41	2.841

Taglio

X0 <m>	Staff.	CC	TCC	V _{sdu,y} <kg>	V _{Rsd,y} <kg>	V _{Red,y} <kg>	b _{w,z} <m>	V _{sdu,z} <kg>	ctgθ	V _{Rsd,z} <kg>	V _{Red,z} <kg>
0.40	ø6/ 8 2 br.	50	SLU	244.41	26823.00	57121.40	0.50	455.68	2.50	26823.00	57121.40
0.40	ø6/ 8 2 br.	51	SLU	438.47	26823.00	57115.70	0.50	268.43	2.50	26823.00	57115.70
0.40	ø6/ 8 2 br.	34(TG)	SLV	2144.71	26823.00	57107.50	0.50	11709.50	2.50	26823.00	57107.50
0.40	ø6/ 8 2 br.	37(TG)	SLV	12289.60	26823.00	56991.30	0.50	2014.55	2.50	26823.00	56991.30
1.13	ø6/16 2 br.	50	SLU	244.41	13411.50	57041.70	0.50	455.68	2.50	13411.50	57041.70
1.13	ø6/16 2 br.	51	SLU	438.47	13411.50	57036.00	0.50	268.43	2.50	13411.50	57036.00
1.13	ø6/16 2 br.	34(TG)	SLV	2144.71	13411.50	57107.50	0.50	11709.50	2.50	13411.50	57107.50
1.13	ø6/16 2 br.	37(TG)	SLV	12289.60	13411.50	56991.30	0.50	2014.55	2.50	13411.50	56991.30
4.07	ø6/ 8 2 br.	50	SLU	244.41	26823.00	56722.90	0.50	455.68	2.50	26823.00	56722.90
4.07	ø6/ 8 2 br.	51	SLU	438.47	26823.00	56717.20	0.50	268.43	2.50	26823.00	56717.20
4.07	ø6/ 8 2 br.	34(TG)	SLV	2144.71	26823.00	57107.50	0.50	11709.50	2.50	26823.00	57107.50
4.07	ø6/ 8 2 br.	37(TG)	SLV	12289.60	26823.00	56991.30	0.50	2014.55	2.50	26823.00	56991.30

10.3.2.2 Verifiche a s.l.e.

Verifiche stato limite di formazione delle fessure

X _g <m>	C <C>	TCC	El	S e z .	X <cm>	N <kg>	M _y <kgm>	M _z <kgm>	c <mm>	s <mm>	K ₃	S _{rm} <mm>	Φ	A _s <cmq>	A _{c eff} <cmq>	σ _c <kg/cmq>	σ _{sr} <kg/cmq>	ε _{sm}	W _k <m>
0.40	61	SLE Q	1	1	40.00	-10000.30	-844.02	-350.27	59.00	224.00	0.13	274.52	16.00	2.01	280.77	4.49	103.80	0.00	0.00
0.40	57	SLE F	1	1	40.00	-9729.36	-843.83	-347.99	59.00	224.00	0.13	274.52	16.00	2.01	280.77	6.21	135.90	0.00	0.00
4.80	61	SLE Q	1	1	480.00	-7250.35	1178.62	656.55	59.00	73.20	0.13	218.61	16.00	10.05	1080.37	106.09	720.98	0.02	0.01
4.80	57	SLE F	1	1	480.00	-6979.36	1178.44	653.15	59.00	73.20	0.13	218.61	16.00	10.05	1080.37	112.47	752.46	0.02	0.01

10.3.3 Soletta di copertura

10.3.3.1 Verifiche a s.l.u.

Momento flettente

Nodo	X <m>	Y <m>	DV	CC	TCC	A _{FE S} <cmq>	A _{FE I} <cmq>	Mom <kgm>	M _u <kgm>	Sic.
106	0.00	21.00	XX	49	SLU	2.62	2.62	190.11	2918.88	15.354
102	5.80	0.00	YY	37	SLV	2.62	2.62	135.29	2918.88	21.574
107	5.80	14.00	YY	22	SLV	2.62	2.62	40.61	2918.88	71.876

Taglio

Non sono necessarie apposite armature a taglio

10.3.3.2 Verifiche a s.l.e.

Nodo	X <m>	Y <m>	DV	CC	TCC	c <mm>	s <mm>	K ₃	S _{rm} <mm>	Φ	A _s <cmq>	A _{c eff} <cmq>	σ _c <kg/cmq>	σ _{sr} <kg/cmq>	ε _{sm}	W _k <mm>
106	0.00	21.00	XX	61	SLE Q	45.00	140.00	0.15	223.82	10.00	0.79	138.34	234.34	7120.93	0.05	0.02
106	0.00	21.00	XX	57	SLE F	45.00	140.00	0.15	223.82	10.00	0.79	138.34	234.47	7120.93	0.05	0.02
102	5.80	0.00	YY	63	SLE Q	45.00	140.00	0.15	223.82	10.00	0.79	138.34	162.42	7120.93	0.03	0.01
102	5.80	0.00	YY	59	SLE F	45.00	140.00	0.15	223.82	10.00	0.79	138.34	162.49	7120.93	0.03	0.01

10.3.4 Platea

Nodo	X <m>	Y <m>	DV	CC	TCC	A _{FE S} <cmq>	A _{FE I} <cmq>	Mom <kgm>	Mu <kgm>	Sic.
14	6.80	22.00	XX	37	SLV	2.62	2.62	448.23	3884.72	8.667
9	0.00	22.00	XX	25	SLV	2.62	2.62	-175.66	-3884.72	22.115
14	6.80	22.00	YY	25	SLV	2.62	2.62	565.41	3884.72	6.871

Nodo	X <m>	Y <m>	DV	CC	TCC	c <mm>	s <mm>	K ₃	S _{rm} <mm>	Φ	A _s <cmq>	A _{c eff} <cmq>	σ _c <kg/cmq>	σ _{sr} <kg/cmq>	ε _{sm}	W _k <mm>
14	6.80	22.00	XX	63	SLE Q	45.00	140.00	0.18	241.40	10.00	0.79	138.34	208.34	8982.24	0.04	0.02
14	6.80	22.00	XX	59	SLE F	45.00	140.00	0.18	241.40	10.00	0.79	138.34	205.50	8982.24	0.04	0.02
9	0.00	22.00	XX	61	SLE Q	45.00	140.00	0.18	241.40	10.00	0.79	138.34	29.72	8982.25	0.01	0.00
9	0.00	22.00	XX	57	SLE F	45.00	140.00	0.18	241.40	10.00	0.79	138.34	30.75	8982.24	0.01	0.00
14	6.80	22.00	YY	61	SLE Q	45.00	140.00	0.18	241.40	10.00	0.79	138.34	233.23	8982.24	0.05	0.02
14	6.80	22.00	YY	57	SLE F	45.00	140.00	0.18	241.40	10.00	0.79	138.34	229.90	8982.24	0.04	0.02
16	6.80	14.00	YY	61	SLE Q	45.00	140.00	0.18	241.40	10.00	0.79	138.34	13.04	8982.24	0.00	0.00
16	6.80	14.00	YY	57	SLE F	45.00	140.00	0.18	241.40	10.00	0.79	138.34	13.97	8982.24	0.00	0.00

11 EDIFICIO UFFICI

11.1 DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO

L'analisi strutturale è condotta con l'ausilio del programma di calcolo SAP2000, prodotto da CSI.

L'analisi della struttura è stata condotta considerando uno schema a telai incastrati alla base e connessi tra loro dalla soletta di copertura.

Le travi e le colonne sono stati modellati con elementi finiti trave a due nodi, con dimensioni pari a quelle dei reali elementi.

Per gli elementi solai sono stati utilizzati elementi tipo shell a quattro nodi, di spessore 20cm. I pannelli di facciata sono modellati con elementi shell a quattro nodi senza alcuna funzione statica, al solo scopo di ripartire sui pilastri le azioni esterne orizzontali.

Si riporta per maggiore chiarezza una immagine del modello di calcolo:

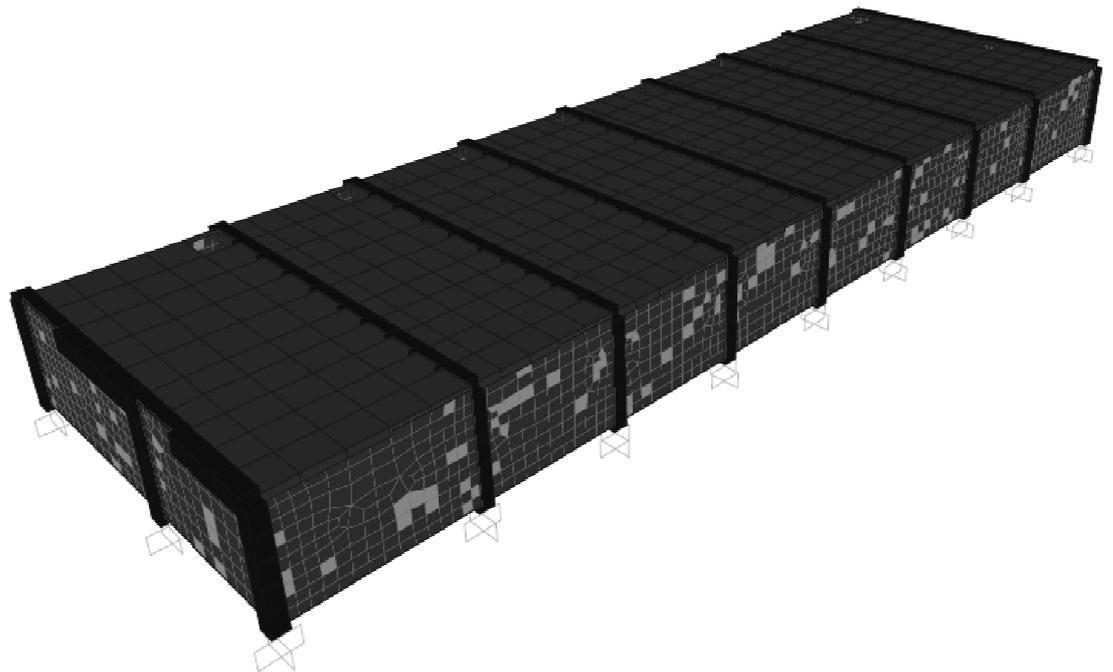


Figura 11.1:Modello f.e.m. Edificio Uffici

11.2 VERIFICHE

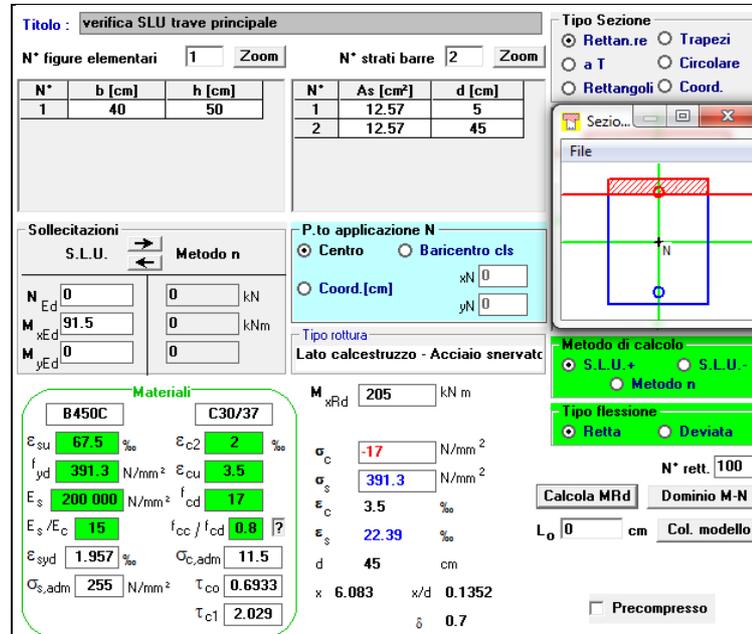
Si riporta nel seguito la verifica degli elementi strutturali maggiormente sollecitati per ciascuna tipologia strutturale.

11.2.1 Travi principali

11.2.1.1 Verifiche a resistenza

I massimi valori di momento flettente nella sezione della trave sono i seguenti:

$$M_{\max}^+ = 91.5 \text{ kNm} \quad M_{\max}^- = -162 \text{ kNm}$$



Titolo: verifica SLU trave principale

N° figure elementari: 1 N° strati barre: 2

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	40	50	1	12.57	5
			2	12.57	45

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 0 kN
M_{xEd}: 91.5 kNm
M_{yEd}: 0 kNm

P.to applicazione N: Centro Baricentro cls
Coord.[cm]: xN=0, yN=0

Materiali: B450C C30/37

ε_{su}: 67.5‰ ε_{c2}: 2‰
f_{yd}: 391.3 N/mm² ε_{cu}: 3.5‰
E_s: 200 000 N/mm² f_{cd}: 17 N/mm²
E_s/E_c: 15 f_{cc}/f_{cd}: 0.8
ε_{syd}: 1.957‰ σ_{c,adm}: 11.5 N/mm²
σ_{s,adm}: 255 N/mm² τ_{co}: 0.6933 τ_{c1}: 2.029

M_{xRd}: 205 kNm
σ_c: -17 N/mm²
σ_s: 391.3 N/mm²
ε_c: 3.5‰
ε_s: 22.39‰
d: 45 cm
x: 6.083 x/d: 0.1352
δ: 0.7

Tipo Sezione: Rettan.re Trapezi
a T Circolare
Rettangoli Coord.

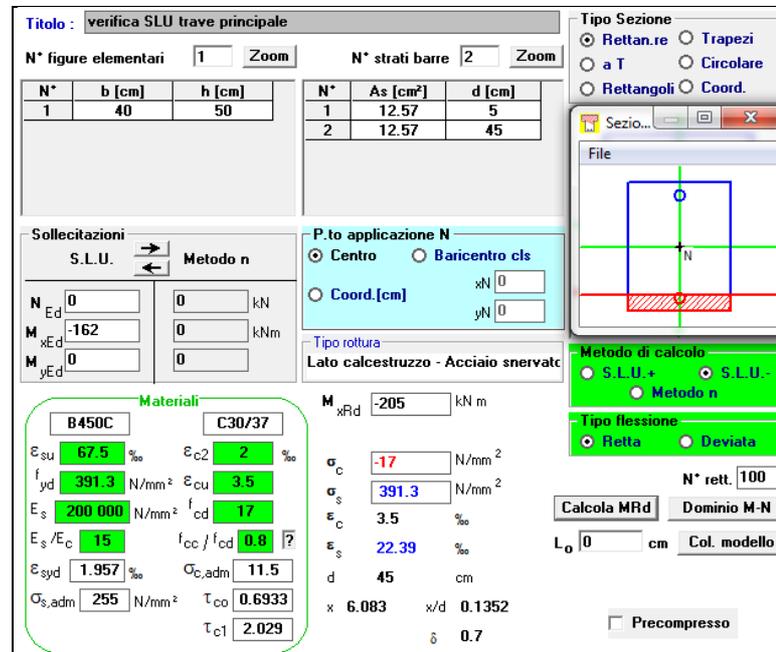
Metodo di calcolo: S.L.U.+ S.L.U.-
Metodo n

Tipo flessione: Retta Deviata

N° rett.: 100
Calcola MRd Dominio M-N
L₀: 0 cm Col. modello

Precompresso

Figura 11.2: Verifica di Resistenza Trave Principale (Momento Positivo)



Titolo: verifica SLU trave principale

N° figure elementari: 1 N° strati barre: 2

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	40	50	1	12.57	5
			2	12.57	45

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 0 kN
M_{xEd}: -162 kNm
M_{yEd}: 0 kNm

P.to applicazione N: Centro Baricentro cls
Coord.[cm]: xN=0, yN=0

Materiali: B450C C30/37

ε_{su}: 67.5‰ ε_{c2}: 2‰
f_{yd}: 391.3 N/mm² ε_{cu}: 3.5‰
E_s: 200 000 N/mm² f_{cd}: 17 N/mm²
E_s/E_c: 15 f_{cc}/f_{cd}: 0.8
ε_{syd}: 1.957‰ σ_{c,adm}: 11.5 N/mm²
σ_{s,adm}: 255 N/mm² τ_{co}: 0.6933 τ_{c1}: 2.029

M_{xRd}: -205 kNm
σ_c: -17 N/mm²
σ_s: 391.3 N/mm²
ε_c: 3.5‰
ε_s: 22.39‰
d: 45 cm
x: 6.083 x/d: 0.1352
δ: 0.7

Tipo Sezione: Rettan.re Trapezi
a T Circolare
Rettangoli Coord.

Metodo di calcolo: S.L.U.+ S.L.U.-
Metodo n

Tipo flessione: Retta Deviata

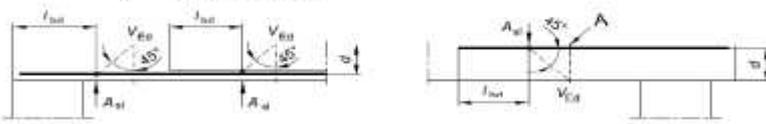
N° rett.: 100
Calcola MRd Dominio M-N
L₀: 0 cm Col. modello

Precompresso

Figura 11.3: Verifica di Resistenza Trave Principale (Momento Negativo)

11.2.1.2 Verifiche a Taglio

Project		Number	Sheet No
Monfalcone		14-007	1/2
Area of Project		Revision	
Edificio Uffici		Rev.0	
Element Description		Prepared by / date	
Trave - Verifica a taglio		SID/26.6.2014	
		Checked by / date	
		SID/26.6.2014	

1. MATERIALI	
<u>1.1. Calcestruzzo [Rif.]</u>	
Resistenza caratteristica cubica cis	R_{ck} 35 [MPa]
Coefficiente di sicurezza parziale per il calcestruzzo	γ_c 1.5 [-]
Coefficiente che tiene conto degli effetti di lungo termine	α_{cc} 0.85 [-]
Resistenza caratteristica cilindrica	f_{ck} 29.1 [MPa]
Resistenza a compressione di progetto del CLS	f_{cd} 16.5 [MPa]
<u>1.3. Acciaio da Armatura Ordinaria [Rif.]</u>	
Tensione di snervamento caratteristica	f_{yk} 450 [MPa]
Coefficiente di sicurezza parziale per l'acciaio	γ_s 1.15 [-]
Modulo di elasticità secante dell'acciaio	E_s 206000 [MPa]
Tensione di snervamento di progetto armatura a taglio	f_{yk} 391 [MPa]
2. CARATTERISTICHE GEOMETRICHE	
Altezza trave CLS	H_{CLS} 500 [mm]
Larghezza minima trave CLS (o larghezza trave equivalente)	b_w 400 [mm]
Altezza utile	d 450 [mm]
Braccio della coppia interna ($0,9 d_{CLS}$)	z 405 [mm]
Area sezione di CLS	A_c 200000 [mm ²]
Diametro armatura longitudinale tesa	Φ_s 30 [mm]
Numero ferri armatura longitudinale tesa	n_{gs} 4 [-]
Area armatura tesa	A_{st} 1257 [mm ²]
<p>Figura 6.1 Definizione di A_{st} nella espressione (6.2)</p> <p>Legenda A Sezione considerata</p> 	
Percentuale di armatura longitudinale tesa	k 1.67 [-] ρ_l 0.007 [-]
	$C_{Rd,c}$ 0.12 [-]
	v_{min} 0.41 [-]
Tensione di precompressione	k_s 0.15 [-] σ_{cp} 0.00 [MPa]
3. SOLLECITAZIONI	
Sforzo di Taglio di progetto	V_{Ed} 134 [kN]
Coefficiente aggiuntivo contro il collasso duttile	γ_{Rd1} 1 [-]
4. ELEMENTI CHE NON RICHIEDONO ARMATURA A TAGLIO	
Valore di progetto della Resistenza a Taglio	$V_{Rd,c}$ 98 [kN]
Valore minimo di progetto della Resistenza a Taglio	$V_{Rd,c,min}$ 73 [kN]
Valore di progetto della Resistenza a Taglio	$V_{Rd,c}$ 98 [kN]
Coefficiente di sicurezza	K 0.73 [-] NOT

D'APPOLONIA	Project	Number	Sheet No
	Monfalcone	14-007	2/2
	Area of Project	Revision	
	Edificio Uffici	Rev.0	
Element Description	Prepared by / date		
Trave - Verifica a taglio	SID/26.6.2014		
	Checked by / date		
	SID/26.6.2014		

5. ELEMENTI CHE RICHIEDONO ARMATURA A TAGLIO

Angolo compreso tra armatura a taglio e asse trave

Angolo compreso tra puntone cls compresso e asse trave

$1 \leq \cot \theta \leq 2,5$

Diametro staffe	α	90 [°]	
Numero totale braccia	θ	45 [°]	
Area armatura tesa	$\cot \theta$	1.000 [-]	OK
Passo staffe	ϕ_{sw}	12 [mm]	
	$n_{\phi sw}$	2 [-]	
	A_{sw}	226 [mm ²]	
	$s_{r,max}$	338 [mm]	
	s	200 [mm]	OK

figura 5.5 Modello a traliccio e notazione per elementi armati a taglio

Legenda

- A Corrente compresso
- B Puntoni
- C Corrente teso
- D Armatura a taglio

Normativa utilizzata: NTC2008

Coefficiente di riduzione della resistenza a Taglio del CLS

v	0.50 [-]		
α_{cw}	1.00 [-]		
Resistenza a Taglio offerta dalle staffe	$V_{Rd,sw}$	179 [kN]	
Resistenza a Taglio offerta dal puntone compresso	$V_{Rd,max}$	667 [kN]	
Valore di progetto della Resistenza a Taglio	V_{Rd}	179 [kN]	
Coefficiente di sicurezza	K	1.34 [-]	OK

Verifica di duttilità

1.11	\leq	4.12	OK
------	--------	------	----

11.2.1.3 Verifiche a fessurazione

I valori di momento flettente per le verifiche a fessurazione delle travi sono i seguenti:

$$M_{SLE}^+ = 67.5 \text{ kNm} \quad M_{SLE}^- = -109.45 \text{ kNm}$$

Si riporta di seguito la verifica a fessurazione della sezione della trave.

		Project	Number	Sheet No
		14-007	0	1/3
Area of Project Edificio Uffici		Revision		
		Rev. 0		
Element Description Verifica di fessurazione trave del telaio (Momento negativo)		Prepared by / date		
		SID 27.08.2014		
		Checked by / date		
		SID 27.08.2014		

1. MATERIALI	
<u>1.1. Calcestruzzo (Rif.)</u>	
Resistenza caratteristica cubica cls CAP	R_{ck} 40 [MPa]
Coefficiente di sicurezza parziale per il calcestruzzo	γ_c 1.5 [-]
Coefficiente che tiene conto degli effetti di lungo termine	α_{cc} 0.85 [-]
Rapporto tra modulo elastico cls teso e cls compresso	ξ_s 0.5 [mm]
Resistenza caratteristica cilindrica	f_{ck} 33.20 [MPa]
Valore medio della resistenza a compressione cilindrica	f_{cm} 41.20 [MPa]
Valore medio della resistenza a trazione assiale del calcestruzzo	f_{ctm} 3.10 [MPa]
Valore caratteristico della resistenza a trazione assiale (frattile 5%)	$f_{ctk,0.05}$ 2.17 [MPa]
Valore caratteristico della resistenza a trazione assiale (frattile 95%)	$f_{ctk,0.95}$ 4.03 [MPa]
Modulo di elasticità secante del cls CAP	E_{cm} 33643 [MPa]
<u>1.2. Acciaio da Armatura Ordinaria (Rif.)</u>	
Modulo di elasticità secante dell'acciaio	E_s 206000 [MPa]
<u>1.3. Acciaio da Precompressione (Rif.)</u>	
Modulo di elasticità secante dell'acciaio	E_p 206000 [MPa]
2. COEFFICIENTI DI OMOGENEIZZAZIONE	
<u>2.1. Acciaio da Armatura Lenta (Rif.)</u>	
Coefficiente di omogeneizzazione	n_s 15 [-]
<u>2.2. Acciaio da Precompressione (Rif.)</u>	
Coefficiente di omogeneizzazione	n_p 15 [-]
3. CARATTERISTICHE GEOMETRICHE TRAVE	
Altezza trave CLS	H_{CLS} 500 [mm]
Larghezza trave CLS (o larghezza trave equivalente)	B_{CLS} 400 [mm]
Baricentro trave da lembo inferiore	$Y_{A,CLS}$ 250 [mm]
Copriferro	c 35 [mm]
Area trave	A_{CLS} 200000 [mm ²]
Momento di inerzia trave	I_{CLS} 416666667 [mm ⁴]
Altezza utile	d_{CLS} 465 [mm]
<u>3.1. Armatura Lenta trave in CAP</u>	
<u>3.1.a Armatura superiore</u>	
Diametro	ϕ_s 20 [mm]
Numero	n_{sp} 4 [-]
Diametro ferri infittimento	ϕ'_s 0 [mm]
Numero ferri infittimento	n'_{sp} 0 [-]
Passo armatura superiore	s_1 100 [mm]
Distanza da lembo superiore a baricentro ferri superiori	d' 45 [mm]
Area totale armatura superiore	$A_{s,sp}$ 1257 [mm ²]
<u>3.1.b Armatura inferiore</u>	
Diametro	ϕ_s 20 [mm]
Numero	n_{sp} 4 [-]
Diametro ferri infittimento	ϕ'_s 0 [mm]
Numero ferri infittimento	n'_{sp} 0 [-]
Passo armatura inferiore	s_1 100 [mm]
Distanza da lembo superiore a baricentro ferri inferiori	d 455 [mm]
Area totale armatura inferiore	$A_{s,inf}$ 1257 [mm ²]

D'APOLONIA	Project	14-007	Number	0	Sheet No	2/3																								
	Area of Project					Revision																								
	Edificio Ufioi					Rev.0																								
	Element Description	Verifica di fessurazione trave del telaio (Momento negativo)				Prepared by / date	SID 27.08.2014																							
						Checked by / date	SID 27.08.2014																							
<p>3.2. Armatura di precompressione</p> <p>3.2.a Armatura superiore (Cavo equivalente)</p> <p>Distanza da lembo superiore a baricentro ferri superiori ϕ_{sup} 0 [mm]</p> <p>Area totale armatura superiore A_{sup} 0 [mm²]</p> <p>3.2.b Armatura inferiore (Cavo equivalente)</p> <p>Distanza da lembo inferiore a baricentro ferri inferiori ϕ_{inf} 0 [mm]</p> <p>Distanza da lembo superiore a baricentro ferri inferiori p 500 [mm]</p> <p>Area totale armatura inferiore A_{inf} 0 [mm²]</p>																														
<p>4. CARATTERISTICHE STATICHE TRAVE</p> <p>SEZIONE INTERAMENTE REAGENTE</p> <table border="1"> <tr><td>Baricentro</td><td>Y_b</td><td>250 [mm]</td></tr> <tr><td>Area</td><td>A</td><td>237699 [mm²]</td></tr> <tr><td>Momento d'inerzia</td><td>J</td><td>5750971842 [mm⁴]</td></tr> <tr><td>Modulo di resistenza superiore CLS</td><td>$W_{cls, sup}$</td><td>23003887 [mm³]</td></tr> <tr><td>Modulo di resistenza superiore STEEL</td><td>$W_{s, sup}$</td><td>28053521 [mm³]</td></tr> <tr><td>Modulo di resistenza inferiore STEEL</td><td>$W_{s, inf}$</td><td>28053521 [mm³]</td></tr> <tr><td>Modulo di resistenza inferiore CLS</td><td>$W_{cls, inf}$</td><td>23003887 [mm³]</td></tr> </table> <p>SEZIONE PARZIALIZZATA</p> <p>Formula per ricerca obiettivo</p> <p>Asse neutro da lembo superiore con N e M $Y_b (RICERCA)$ 142 [mm]</p> <p>Asse neutro da lembo superiore Y_b 142 [mm]</p> <p>Momento statico sezione parzializzata rispetto all'asse neutro S'_b 2198 [mm³]</p> <p>Momento d'inerzia sezione parzializzata rispetto all'asse neutro J' 240578357 [mm⁴]</p> <p>Modulo di resistenza superiore CLS $W_{cls, sup}$ 16890700 [mm³]</p> <p>Modulo di resistenza superiore STEEL $W_{s, sup}$ 24691813 [mm³]</p> <p>Modulo di resistenza inferiore STEEL $W_{s, inf}$ 7696843 [mm³]</p> <p>Modulo di resistenza inferiore CLS $W_{cls, inf}$ 6728193 [mm³]</p>							Baricentro	Y_b	250 [mm]	Area	A	237699 [mm ²]	Momento d'inerzia	J	5750971842 [mm ⁴]	Modulo di resistenza superiore CLS	$W_{cls, sup}$	23003887 [mm ³]	Modulo di resistenza superiore STEEL	$W_{s, sup}$	28053521 [mm ³]	Modulo di resistenza inferiore STEEL	$W_{s, inf}$	28053521 [mm ³]	Modulo di resistenza inferiore CLS	$W_{cls, inf}$	23003887 [mm ³]			
Baricentro	Y_b	250 [mm]																												
Area	A	237699 [mm ²]																												
Momento d'inerzia	J	5750971842 [mm ⁴]																												
Modulo di resistenza superiore CLS	$W_{cls, sup}$	23003887 [mm ³]																												
Modulo di resistenza superiore STEEL	$W_{s, sup}$	28053521 [mm ³]																												
Modulo di resistenza inferiore STEEL	$W_{s, inf}$	28053521 [mm ³]																												
Modulo di resistenza inferiore CLS	$W_{cls, inf}$	23003887 [mm ³]																												
<p>5. SOLLECITAZIONI E STATO TENSIONALE</p> <p>Sforzo normale agente o di precompressione (con il proprio segno) N 0.1 [kN]</p> <p>Momento sollecitante di precompressione (con il proprio segno) M_p 0 [kNm]</p> <p>Momento sollecitante (con il proprio segno) M 109.45 [kNm]</p> <p>e 1094500 [mm]</p> <p>u 1094250 [mm]</p> <p>SEZIONE INTERAMENTE REAGENTE</p> <table border="1"> <tr><td>Tensione lembo superiore CLS</td><td>$\sigma_{cls, sup}$</td><td>-4.76 [N/mm²]</td></tr> <tr><td>Tensione armatura lenta superiore</td><td>$\sigma_{s, sup}$</td><td>-58.52 [N/mm²]</td></tr> <tr><td>Tensione armatura lenta inferiore</td><td>$\sigma_{s, inf}$</td><td>58.53 [N/mm²]</td></tr> <tr><td>Tensione lembo inferiore CLS</td><td>$\sigma_{cls, inf}$</td><td>4.76 [N/mm²]</td></tr> </table> <p>SEZIONE PARZIALIZZATA</p> <table border="1"> <tr><td>Tensione lembo superiore CLS</td><td>$\sigma_{cls, sup}$</td><td>-6.48 [N/mm²]</td></tr> <tr><td>Tensione armatura lenta superiore</td><td>$\sigma_{s, sup}$</td><td>-66.49 [N/mm²]</td></tr> <tr><td>Tensione armatura lenta inferiore</td><td>$\sigma_{s, inf}$</td><td>213.30 [N/mm²]</td></tr> <tr><td>Tensione lembo inferiore CLS</td><td>$\sigma_{cls, inf}$</td><td>0.00 [N/mm²]</td></tr> </table>							Tensione lembo superiore CLS	$\sigma_{cls, sup}$	-4.76 [N/mm ²]	Tensione armatura lenta superiore	$\sigma_{s, sup}$	-58.52 [N/mm ²]	Tensione armatura lenta inferiore	$\sigma_{s, inf}$	58.53 [N/mm ²]	Tensione lembo inferiore CLS	$\sigma_{cls, inf}$	4.76 [N/mm ²]	Tensione lembo superiore CLS	$\sigma_{cls, sup}$	-6.48 [N/mm ²]	Tensione armatura lenta superiore	$\sigma_{s, sup}$	-66.49 [N/mm ²]	Tensione armatura lenta inferiore	$\sigma_{s, inf}$	213.30 [N/mm ²]	Tensione lembo inferiore CLS	$\sigma_{cls, inf}$	0.00 [N/mm ²]
Tensione lembo superiore CLS	$\sigma_{cls, sup}$	-4.76 [N/mm ²]																												
Tensione armatura lenta superiore	$\sigma_{s, sup}$	-58.52 [N/mm ²]																												
Tensione armatura lenta inferiore	$\sigma_{s, inf}$	58.53 [N/mm ²]																												
Tensione lembo inferiore CLS	$\sigma_{cls, inf}$	4.76 [N/mm ²]																												
Tensione lembo superiore CLS	$\sigma_{cls, sup}$	-6.48 [N/mm ²]																												
Tensione armatura lenta superiore	$\sigma_{s, sup}$	-66.49 [N/mm ²]																												
Tensione armatura lenta inferiore	$\sigma_{s, inf}$	213.30 [N/mm ²]																												
Tensione lembo inferiore CLS	$\sigma_{cls, inf}$	0.00 [N/mm ²]																												
<p>6. VERIFICA DI FESSURAZIONE</p> <p>Tensione armatura tesa considerando la sezione fessurata σ_s 213.30 [Mpa]</p> <p>Deformazione media armatura - Deformazione media cls $\epsilon_{s, m} - \epsilon_{c, m}$ 0.00078 [-]</p> <p>Distanza massima tra le fessure $\epsilon_{c, max}$ 241 [mm]</p> <p>Valore massimo ammissibile di ampiezza delle fessure $w_{l, max}$ 0.5 [mm]</p> <p>Ampiezza delle fessure w_l 0.189 [mm]</p>																														

D'APPOLONIA	Project	Number	Sheet No
	14-007	0	3/3
	Area of Project	Revision	
	Edificio Uffici	Rev.0	
Element Description	Prepared by / date		
Verifica di fessurazione trave del telaio (Momento negativo)	SID 27.08.2014		
	Checked by / date		
	SID 27.08.2014		
6.1. Valori utilizzati per il calcolo dell'ampiezza delle fessure			
Rapporto moduli elastici	α_s	6.12	
Area armatura	A_s	1257 [mm ²]	
Armature di precompressione all'interno di $A_{c,eff}$	A_p'	0 [mm ²]	
Altezza efficace di d_s attorno all'armatura tesa	$h_{c,eff}$	113 [mm]	
Area efficace di d_s attorno all'armatura tesa	$A_{c,eff}$	45000 [mm ²]	
Maggior diametro barre acciaio ordinario	ϕ_{min}	0 [mm]	
Diametro equivalente armatura di precompressione	ϕ_s	20 [mm]	
Rapporto resistenza per aderenza	ξ	0.50 [-]	
Durata del carico	ξ_1	0.707 [-]	
Fattore funzione della durata del carico	k_z	0.4	Lunga durata
	$\rho_{p,eff}$	0.02793	
	k_1	0.8	
	k_2	0.50	
	k_3	3.4	
	k_4	0.425	

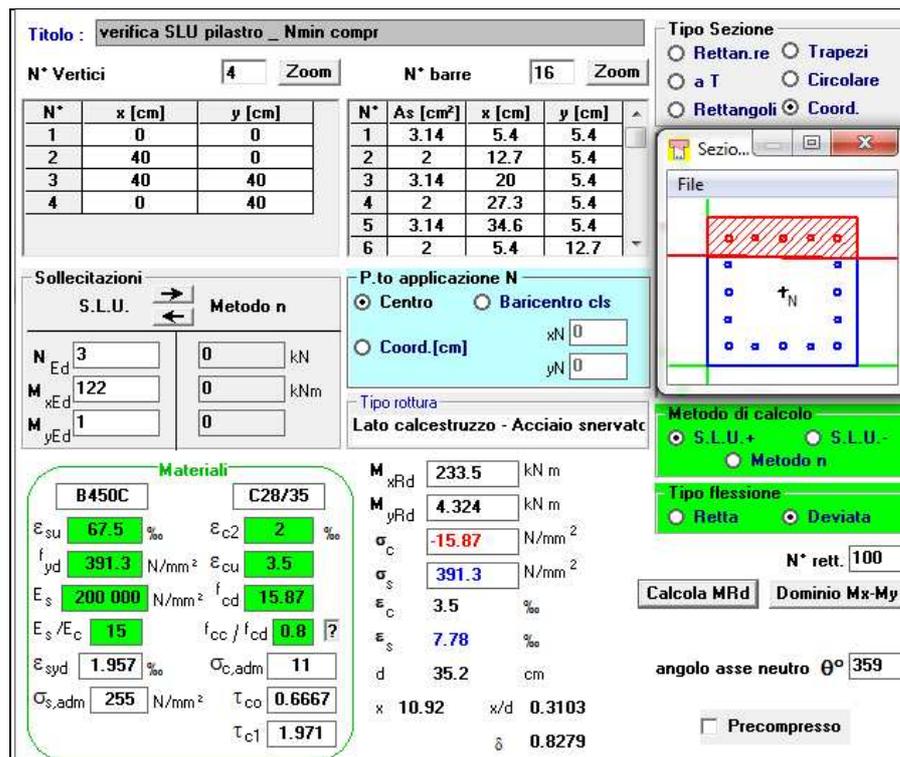
11.2.2 Pilastri

11.2.2.1 Verifiche a Resistenza

Si riportano le massime sollecitazioni agenti sui pilastri nelle diverse combinazioni di carico:

Tabella 11.1: Sollecitazioni Massime Agenti sui pilastri

	N [kN]	V ₂ [kN]	V ₃ [kN]	M ₂ [kNm]	M ₃ [kNm]	Combo
N _{min} compr	-3	33	72	122	1	E _y +0.3E _x
N _{max} compr	-463	-9	-16	18	8	SLU5
V _{2, max}	-297	115	29	49	185	E _x +0.3E _y
V _{3, max}	-321	-27	115	173	48	E _y +0.3E _x
M _{2, max}	-321	-27	115	173	48	E _y +0.3E _x
M _{3, max}	-297	115	29	49	185	E _x +0.3E _y



TITOLO : verifica SLU pilastro _ Nmin compr

N* Vertici: 4 Zoom N* barre: 16 Zoom

N*	x [cm]	y [cm]
1	0	0
2	40	0
3	40	40
4	0	40

N*	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	3.14	5.4	5.4
2	2	12.7	5.4
3	3.14	20	5.4
4	2	27.3	5.4
5	3.14	34.6	5.4
6	2	5.4	12.7

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 3 kN
M_{xEd}: 122 kNm
M_{yEd}: 1 kNm

Materiali
B450C C28/35
ε_{su}: 67.5 ‰ ε_{c2}: 2 ‰
f_{yd}: 391.3 N/mm² ε_{cu}: 3.5 ‰
E_s: 200 000 N/mm² f_{cd}: 15.87
E_s/E_c: 15 f_{cc}/f_{cd}: 0.8
ε_{syd}: 1.957 ‰ σ_{c,adm}: 11
σ_{s,adm}: 255 N/mm² τ_{co}: 0.6667
τ_{cl}: 1.971

P.to applicazione N
Centro Baricentro cls
Coord. [cm] xN: 0 yN: 0

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo
S.L.U. + S.L.U. - Metodo n

Tipo flessione
Retta Deviata

N* rett.: 100

Calcola MRd Dominio Mx-My

angolo asse neutro θ°: 359

Precompresso

M_{xRd}: 233.5 kNm
M_{yRd}: 4.324 kNm
σ_c: -15.87 N/mm²
σ_s: 391.3 N/mm²
ε_c: 3.5 ‰
ε_s: 7.78 ‰
d: 35.2 cm
x: 10.92 x/d: 0.3103
δ: 0.8279

Figura 11.4: Verifica di Resistenza Pilastro (Minima Compressione)

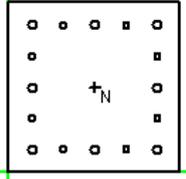
Titolo : verifica SLU pilastro _ Nmaxcompr

N* Vertici Zoom N* barre Zoom

N*	x [cm]	y [cm]
1	0	0
2	40	0
3	40	40
4	0	40

N*	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	3.14	5.4	5.4
2	2	12.7	5.4
3	3.14	20	5.4
4	2	27.3	5.4
5	3.14	34.6	5.4
6	2	5.4	12.7

Tipologia Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.



Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
M_{xEd} kNm
M_{yEd} kNm

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN
yN

Materiali

ε_{su} ‰ ε_{c2} ‰
f_{yd} N/mm² ε_{cu} ‰
E_s N/mm² f_{cd} N/mm²
E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} [?]
ε_{syd} ‰ σ_{c,adm} N/mm²
σ_{s,adm} N/mm² τ_{co} N/mm²
τ_{c1} N/mm²

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipologia flessione
 Retta Deviata

N* rett.

Calcola MRd Dominio Mx-My

angolo asse neutro θ°

Precompresso

Figura 11.5: Verifica di Resistenza Pilastro (Massima Compressione)

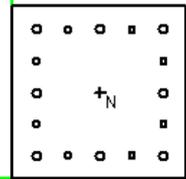
Titolo : verifica SLU pilastro _ M3max

N* Vertici Zoom N* barre Zoom

N*	x [cm]	y [cm]
1	0	0
2	40	0
3	40	40
4	0	40

N*	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	3.14	5.4	5.4
2	2	12.7	5.4
3	3.14	20	5.4
4	2	27.3	5.4
5	3.14	34.6	5.4
6	2	5.4	12.7

Tipologia Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.



Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
M_{xEd} kNm
M_{yEd} kNm

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN
yN

Materiali

ε_{su} ‰ ε_{c2} ‰
f_{yd} N/mm² ε_{cu} ‰
E_s N/mm² f_{cd} N/mm²
E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} [?]
ε_{syd} ‰ σ_{c,adm} N/mm²
σ_{s,adm} N/mm² τ_{co} N/mm²
τ_{c1} N/mm²

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipologia flessione
 Retta Deviata

N* rett.

Calcola MRd Dominio Mx-My

angolo asse neutro θ°

Precompresso

Figura 11.6: Verifica di Resistenza Pilastro (Massimo Momento M₃)

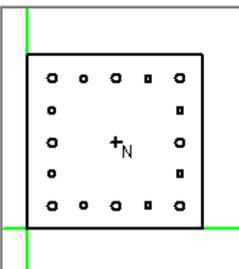
Titolo : verifica SLU pilastro _ M2max

N° Vertici Zoom N° barre Zoom

N°	x [cm]	y [cm]
1	0	0
2	40	0
3	40	40
4	0	40

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	3.14	5.4	5.4
2	2	12.7	5.4
3	3.14	20	5.4
4	2	27.3	5.4
5	3.14	34.6	5.4
6	2	5.4	12.7

Tipologia Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Diagramma


Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN yN

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett.

angolo asse neutro θ°

Precompresso

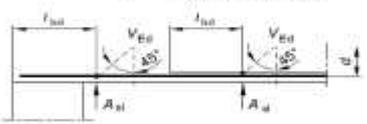
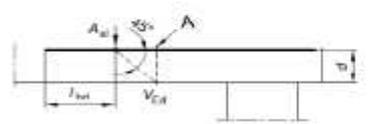
Materiali

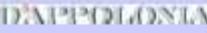
B450C		C28/35	
ϵ_{su}	<input type="text" value="67.5"/> ‰	ϵ_{c2}	<input type="text" value="2"/> ‰
f_{yd}	<input type="text" value="391.3"/> N/mm²	ϵ_{cu}	<input type="text" value="3.5"/> ‰
E_s	<input type="text" value="200 000"/> N/mm²	f_{cd}	<input type="text" value="15.87"/> ‰
E_s/E_c	<input type="text" value="15"/>	f_{cc}/f_{cd}	<input type="text" value="0.8"/> ?
ϵ_{syd}	<input type="text" value="1.957"/> ‰	$\sigma_{c,adm}$	<input type="text" value="11"/>
$\sigma_{s,adm}$	<input type="text" value="255"/> N/mm²	τ_{co}	<input type="text" value="0.6667"/>
		τ_{c1}	<input type="text" value="1.971"/>

Figura 11.7: Verifica di Resistenza Pilastro (Massimo Momento Flettente M_2)

11.2.2.2 Verifiche a Taglio

Project		Number	Sheet No
14-007		0	1/2
Area of Project		Revision	
Edificio Uffici		Rev.0	
Element Description		Prepared by / date	
Pilastrino - Verifica a taglio		SID	
		Checked by / date	
		SID	

1. MATERIALI	
<u>1.1. Calcestruzzo [Rif.]</u>	
Resistenza caratteristica cubica cis	R_{ck} 35 [MPa]
Coefficiente di sicurezza parziale per il calcestruzzo	γ_c 1.5 [-]
Coefficienti che tiene conto degli effetti di lungo termine	α_{cc} 0.85 [-]
Resistenza caratteristica cilindrica	f_{ck} 29.1 [MPa]
Resistenza a compressione di progetto del CLS	f_{cd} 16.5 [MPa]
<u>1.3. Acciaio da Armatura Ordinaria [Rif.]</u>	
Tensione di snervamento caratteristica	f_{yk} 450 [MPa]
Coefficiente di sicurezza parziale per l'acciaio	γ_s 1.15 [-]
Modulo di elasticità secante dell'acciaio	E_s 206000 [MPa]
Tensione di snervamento di progetto armatura a taglio	f_{yk} 391 [MPa]
2. CARATTERISTICHE GEOMETRICHE	
Altezza trave CLS	H_{cls} 400 [mm]
Larghezza minima trave CLS (o larghezza trave equivalente)	b_w 400 [mm]
Altezza utile	d 350 [mm]
Braccio della coppia interna ($0,9 d_{int}$)	z 315 [mm]
Area sezione di CLS	A_c 160000 [mm ²]
Diametro armatura longitudinale tesa	Φ_s 18 [mm]
Numero ferri armatura longitudinale tesa	n_{st} 5 [-]
Area armatura tesa	A_{st} 1272 [mm ²]
<p>Figura 6.3 Definizione di A_{st} nella espressione (6.2)</p> <p>Legenda A Sezione considerata</p>  	
Percentuale di armatura longitudinale tesa	k 1.76 [-] ρ_1 0.009 [-]
	$C_{Ed,c}$ 0.12 [-]
	v_{min} 0.44 [-]
Tensione di precompressione	k_1 0.15 [-] σ_{cp} 0.00 [MPa]
3. SOLLECITAZIONI	
Sforzo di Taglio di progetto	V_{Ed} 120 [kN]
Coefficiente aggiuntivo contro il collasso duttile	γ_{Red} 1 [-]
4. ELEMENTI CHE NON RICHIEDONO ARMATURA A TAGLIO	
Valore di progetto della Resistenza a Taglio	$V_{Rd,c}$ 88 [kN]
Valore minimo di progetto della Resistenza a Taglio	$V_{Rd,c,min}$ 61 [kN]
Valore di progetto della Resistenza a Taglio	$V_{Rd,c}$ 88 [kN]
Coefficiente di sicurezza	K 0.73 [-] NOT

	Project	14-007	Number	0	Sheet no	2/2
	Area of Project	Edificio Uffici	Revision	Rev.0	Prepared by / date	SID
	Element Description	Pilastro - Verifica a taglio	Checked by / date	SID		

5. ELEMENTI CHE RICHIEDONO ARMATURA A TAGLIO

Angolo compreso tra armatura a taglio e asse trave

Angolo compreso tra puntone ds compresso e asse trave

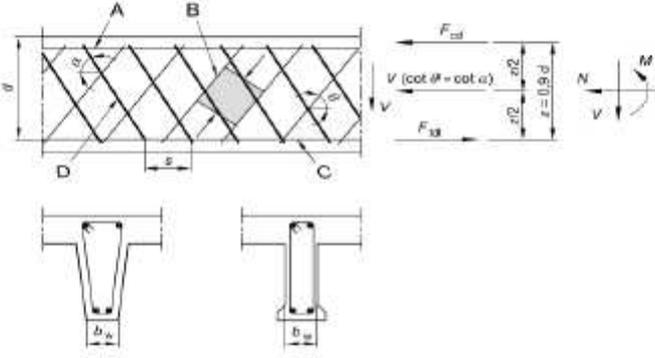
$1 \leq \cot \theta \leq 2,5$

Diametro staffe	α	90 [°]	
Numero totale braccia	θ	45 [°]	
Area armatura tesa	cot θ	1.000 [-]	OK
	Φ _{st}	12 [mm]	
	n _{Φ_{st}}	2 [-]	
	A _{st}	226 [mm ²]	
	s _{t,max}	263 [mm]	
Passo staffe	s	200 [mm]	OK

Figura c.5 Modello a traliccio e notazione per elementi armati a taglio

Legenda

- A Corrente compresso
- B Puntone
- C Corrente teso
- D Armatura a taglio



Normativa utilizzata: NTC2008

Coefficiente di riduzione della resistenza a Taglio del CLS

v	0.50 [-]		
α _{cv}	1.00 [-]		
Resistenza a Taglio offerta dalle staffe	V _{rd,sw}	139 [kN]	
Resistenza a Taglio offerta dal puntone compresso	V _{rd,max}	519 [kN]	
Valore di progetto della Resistenza a Taglio	V _{rd}	139 [kN]	
Coefficiente di sicurezza	K	1.16 [-]	OK

Verifica di duttilità

1.11	≤	4.12		OK
------	---	------	--	----

11.2.3 Soletta di Copertura

Il funzionamento statico della soletta superiore è monodirezionale, per cui, a favore di sicurezza, i momenti positivi in campata e negativi nelle sezioni di continuità sono stati valutati con gli schemi semplificati di semplice appoggio e di doppio incastro.

11.2.3.1 Verifiche di Resistenza

I valori di momento flettente a SLU nelle sezioni più sollecitate della soletta di copertura, nelle ipotesi sopra descritte, sono:

$$M^+_{SLU} = 35.58 \text{ kNm/m}$$

$$M^-_{SLU} = -23.72 \text{ kNm/m}$$

Titolo: verifica SLU soletta di copertura

N° figure elementari: 1 Zoom N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	20	1	5.65	4
			2	7.7	16

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 0 kN
M_{xEd} 35.58 0 kNm
M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
B450C C28/35

ε_{su} 67.5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391.3 N/mm² ε_{cu} 3.5 ‰
E_s 200 000 N/mm² f_{cd} 15.87
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8 ?
ε_{syd} 1.957 ‰ σ_{c,adm} 11
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.6667
τ_{c1} 1.971

M_{xRd} 47.06 kN m
σ_c -15.87 N/mm²
σ_s 391.3 N/mm²
ε_c 3.5 ‰
ε_s 14.22 ‰
d 16 cm
x 3.161 x/d 0.1975
δ 0.7

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett. 100
Calcola MRd Dominio M-N
L₀ 0 cm Col. modello
 Precompresso

Figura 11.8: Verifica di Resistenza Soletta (Momento Positivo)

11.2.3.2 Verifiche di Fessurazione

I valori di momento flettente a SLE per fessurazione nelle sezioni più sollecitate della soletta di copertura, nelle ipotesi sopra descritte sono:

$$M^+_{fess} = 25.64 \text{ kNm/m}$$

$$M^-_{fess} = -17.09 \text{ kNm/m}$$

Project		Number	Sheet No
14-007		0	1/3
Area of Project		Revision	
Edificio Uffici		Rev. 0	
Element Description		Prepared by / date	
Verifica di fessurazione Soletta di copertura (Momento positivo)		SID 27.06.2014	
		Checked by / date	
		SID 27.06.2014	

1. MATERIALI			
<u>1.1. Calcestruzzo (Rif.)</u>			
Resistenza caratteristica cubica cls CAP	R_{ck}	40	[MPa]
Coefficiente di sicurezza parziale per il calcestruzzo	γ_c	1.5	[-]
Coefficiente che tiene conto degli effetti di lungo termine	α_{ct}	0.85	[-]
Rapporto tra modulo elastico cls teso e cls compresso	ξ	0.5	[mm]
Resistenza caratteristica cilindrica	f_{ck}	33.20	[MPa]
Valore medio della resistenza a compressione cilindrica	f_{cm}	41.20	[MPa]
Valore medio della resistenza a trazione assiale del calcestruzzo	f_{ctm}	3.10	[MPa]
Valore caratteristico della resistenza a trazione assiale (frattile 5%)	$f_{ctk,5\%}$	2.17	[MPa]
Valore caratteristico della resistenza a trazione assiale (frattile 95%)	$f_{ctk,95\%}$	4.03	[MPa]
Modulo di elasticità secante del cls CAP	E_{cm}	33643	[MPa]
<u>1.2. Acciaio da Armatura Ordinaria (Rif.)</u>			
Modulo di elasticità secante dell'acciaio	E_s	206000	[MPa]
<u>1.3. Acciaio da Precompressione (Rif.)</u>			
Modulo di elasticità secante dell'acciaio	E_p	206000	[MPa]
2. COEFFICIENTI DI OMOGENEIZZAZIONE			
<u>2.1. Acciaio da Armatura Lenta (Rif.)</u>			
Coefficiente di omogeneizzazione	η_p	15	[-]
<u>2.2. Acciaio da Precompressione (Rif.)</u>			
Coefficiente di omogeneizzazione	η_p	15	[-]
3. CARATTERISTICHE GEOMETRICHE TRAVE			
<u>Altezza trave CLS</u>			
Altezza trave CLS (o larghezza trave equivalente)	H_{cls}	200	[mm]
Baricentro trave da lembo inferiore	B_{cls}	1000	[mm]
Copriferro	$V_{a,cls}$	100	[mm]
Area trave	c	30	[mm]
Momento di inerzia trave	A_{cls}	200000	[mm ²]
Altezza utile	I_{cls}	66666666.7	[mm ⁴]
<u>3.1. Armatura Lenta trave in CAP</u>			
<u>3.1.a Armatura superiore</u>			
Diametro	ϕ_s	12	[mm]
Numero	n_{s0}	5	[-]
Diametro ferri infittimento	ϕ'_s	0	[mm]
Numero ferri infittimento	n'_{s0}	0	[-]
Passo armatura superiore	s_1	200	[mm]
Distanza da lembo superiore a baricentro ferri superiori	d'	36	[mm]
Area totale armatura superiore	$A_{s,super}$	565	[mm ²]
<u>3.1.b Armatura inferiore</u>			
Diametro	ϕ_i	14	[mm]
Numero	n_{i0}	20	[-]
Diametro ferri infittimento	ϕ'_i	0	[mm]
Numero ferri infittimento	n'_{i0}	0	[-]
Passo armatura inferiore	s_2	200	[mm]
Distanza da lembo superiore a baricentro ferri inferiori	d	163	[mm]
Area totale armatura inferiore	$A_{s,inf}$	3079	[mm ²]

Project		Number	Sheet No.
14-007		0	2/3
Area of Project		Edition	
Edificio Uffici		Rev.0	
Element Description		Prepared by / date	
Verifica di fessurazione Soletta di copertura (Momento positivo)		SID 27.06.2014	
		Checked by / date	
		SID 27.06.2014	

3.2. Armatura di precompressione			
3.2.a Armatura superiore (Cavo equivalente)	ϕ_{wire}	0	[mm]
Distanza da lembo superiore a baricentro ferri superiori	p'	0	[mm]
Area totale armatura superiore	$A_{s,up}$	0	[mm ²]
3.2.b Armatura inferiore (Cavo equivalente)			
Distanza da lembo inferiore a baricentro ferri inferiori		0	[mm]
Distanza da lembo superiore a baricentro ferri inferiori	p	200	[mm]
Area totale armatura inferiore	$A_{s,inf}$	0	[mm ²]
4. CARATTERISTICHE STATICHE TRAVE			
SEZIONE INTERAMENTE REAGENTE			
Baricentro	Y_x	91	[mm]
Area	A	254664	[mm ²]
Momento d'inerzia	J	862711996	[mm ⁴]
Modulo di resistenza superiore CLS	$W_{t,CLS}$	7893578	[mm ³]
Modulo di resistenza superiore STEEL	$W_{t,STEE}$	11770746	[mm ³]
Modulo di resistenza inferiore STEEL	$W_{t,STEE}$	16063273	[mm ³]
Modulo di resistenza inferiore CLS	$W_{t,CLS}$	9510963	[mm ³]
SEZIONE PARZIALIZZATA			
Formula per ricerca obiettivo			
Asse neutro da lembo superiore con N e M	$Y_x (RICERCA)$	82	[mm]
Asse neutro da lembo superiore	Y_x	82	[mm]
Momento statico sezione parzializzata rispetto all'asse neutro	S'_{xx}	1969	[mm ³]
Momento d'inerzia sezione parzializzata rispetto all'asse neutro	J'	504733187	[mm ⁴]
Modulo di resistenza superiore CLS	$W_{t,CLS}$	6160519	[mm ³]
Modulo di resistenza superiore STEEL	$W_{t,STEE}$	10989111	[mm ³]
Modulo di resistenza inferiore STEEL	$W_{t,STEE}$	6225917	[mm ³]
Modulo di resistenza inferiore CLS	$W_{t,CLS}$	4274875	[mm ³]
5. SOLLECITAZIONI E STATO TENSIONALE			
Sforzo normale agente o di precompressione <u>(con il proprio segno)</u>	N	0.1	[kN]
Momento sollecitante di precompressione <u>(con il proprio segno)</u>	M_p	0	[kNm]
Momento sollecitante <u>(con il proprio segno)</u>	M	25.64	[kNm]
	e	256400	[mm]
	u	256300	[mm]
SEZIONE INTERAMENTE REAGENTE			
Tensione lembo superiore CLS	$\sigma_{t,CLS}$	-3.25	[N/mm ²]
Tensione armatura lenta superiore	$\sigma_{t,up}$	-32.67	[N/mm ²]
Tensione armatura lenta inferiore	$\sigma_{t,inf}$	23.95	[N/mm ²]
Tensione lembo inferiore CLS	$\sigma_{t,inf}$	2.70	[N/mm ²]
SEZIONE PARZIALIZZATA			
Tensione lembo superiore CLS	$\sigma_{t,CLS}$	-4.16	[N/mm ²]
Tensione armatura lenta superiore	$\sigma_{t,up}$	-35.00	[N/mm ²]
Tensione armatura lenta inferiore	$\sigma_{t,inf}$	61.77	[N/mm ²]
Tensione lembo inferiore CLS	$\sigma_{t,inf}$	0.00	[N/mm ²]
6. VERIFICA DI FESSURAZIONE			
Tensione armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ_s	61.77	[Mpa]
Deformazione media armatura - Deformazione media cls	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	0.00019	[-]
Distanza massima tra le fessure	$s_{r,max}$	153	[mm]
Valore massimo ammissibile di ampiezza delle fessure	$w_{l,max}$	0.3	[mm]
Ampiezza delle fessure	w_l	0.029	[mm]

D'APPOLONIA	Project	Number	Sheet No.
	14-007	0	3/3
	Area of Project	Revision	
	Edificio Uffici	Rev.0	
Element Description	Prepared by / date		
Verifica di fessurazione Soletta di copertura (Momento positivo)	SID 27.06.2014		
	Checked by / date		
	SID 27.06.2014		
5.1. Valori utilizzati per il calcolo dell'ampiezza delle fessure			
Rapporto moduli elastici	α_s	6.12	
Area armatura	A_s	3079 [mm ²]	
Armature di precompressione all'interno di $A_{c,eff}$	A_s'	0 [mm ²]	
Altezza efficace di c/s attorno all'armatura tesa	$h_{c,eff}$	39 [mm]	
Area efficace di c/s attorno all'armatura tesa	$A_{c,eff}$	39357 [mm ²]	
Maggior diametro barre acciaio ordinario	$\phi_{s,max}$	0 [mm]	
Diametro equivalente armatura di precompressione	ϕ_s	14 [mm]	
Rapporto resistenza per aderenza	ξ	0.50 [-]	
Durata del carico	ξ_s	0.707 [-]	
Fattore funzione della durata del carico	k_T	0.4	Lunga durata
	$\rho_{s,eff}$	0.07823	
	k_1	0.8	
	k_2	0.50	
	k_3	3.4	
	k_4	0.425	

Project		Number	Sheet No.
14-007		0	1/3
Area of Project		Revision	
Edificio Uffici		Rev.0	
Element Description		Prepared by / date	
Verifica di fessurazione Soletta di copertura (Momento negativo)		SID 27.08.2014	
		Checked by / date	
		SID 27.08.2014	

1. MATERIALI			
1.1. Calcestruzzo [Rif.]			
Resistenza caratteristica cubica cls CAP	R_{ck}	40	[MPa]
Coefficiente di sicurezza parziale per il calcestruzzo	γ_c	1.5	[-]
Coefficiente che tiene conto degli effetti di lungo termine	α_{cc}	0.85	[-]
Rapporto tra modulo elastico cls teso e cls compresso	ξ_c	0.5	[mm]
Resistenza caratteristica cilindrica	f_{ck}	33.20	[MPa]
Valore medio della resistenza a compressione cilindrica	f_{cm}	41.20	[MPa]
Valore medio della resistenza a trazione assiale del calcestruzzo	f_{ctm}	3.10	[MPa]
Valore caratteristico della resistenza a trazione assiale (frattile 5%)	$f_{ct,5\%}$	2.17	[MPa]
Valore caratteristico della resistenza a trazione assiale (frattile 95%)	$f_{ct,95\%}$	4.03	[MPa]
Modulo di elasticità secante del cls CAP	E_{cm}	33643	[MPa]
1.2. Acciaio da Armatura Ordinaria [Rif.]			
Modulo di elasticità secante dell'acciaio	E_s	206000	[MPa]
1.3. Acciaio da Precompressione [Rif.]			
Modulo di elasticità secante dell'acciaio	E_p	206000	[MPa]
2. COEFFICIENTI DI OMOGENEIZZAZIONE			
2.1. Acciaio da Armatura Lenta [Rif.]			
Coefficiente di omogeneizzazione	η_s	15	[-]
2.2. Acciaio da Precompressione [Rif.]			
Coefficiente di omogeneizzazione	η_p	15	[-]
3. CARATTERISTICHE GEOMETRICHE TRAVE			
Altezza trave CLS			
Altezza trave CLS (o larghezza trave equivalente)	h_{cls}	200	[mm]
Larghezza trave CLS (o larghezza trave equivalente)			
Larghezza trave CLS (o larghezza trave equivalente)	b_{cls}	1000	[mm]
Baricentro trave da lembo inferiore			
Baricentro trave da lembo inferiore	$y_{bar,cls}$	100	[mm]
Copriferro			
Copriferro	c	30	[mm]
Area trave			
Area trave	A_{cls}	200000	[mm ²]
Momento di inerzia trave			
Momento di inerzia trave	I_{cls}	666666666.7	[mm ⁴]
Altezza utile			
Altezza utile	d_{util}	170	[mm]
3.1. Armatura Lenta trave in CAP			
3.1.a Armatura superiore			
Diametro			
Diametro	ϕ_s	14	[mm]
Numero			
Numero	$n_{s\phi}$	5	[-]
Diametro ferri infittimento			
Diametro ferri infittimento	ϕ'_s	0	[mm]
Numero ferri infittimento			
Numero ferri infittimento	$n'_{s\phi}$	0	[-]
Passo armatura superiore			
Passo armatura superiore	s_s	200	[mm]
Distanza da lembo superiore a baricentro ferri superiori			
Distanza da lembo superiore a baricentro ferri superiori	d'	37	[mm]
Area totale armatura superiore			
Area totale armatura superiore	$A_{s,super}$	770	[mm ²]
3.1.b Armatura inferiore			
Diametro			
Diametro	ϕ_i	12	[mm]
Numero			
Numero	$n_{i\phi}$	20	[-]
Diametro ferri infittimento			
Diametro ferri infittimento	ϕ'_i	0	[mm]
Numero ferri infittimento			
Numero ferri infittimento	$n'_{i\phi}$	0	[-]
Passo armatura inferiore			
Passo armatura inferiore	s_i	200	[mm]
Distanza da lembo superiore a baricentro ferri inferiori			
Distanza da lembo superiore a baricentro ferri inferiori	d	164	[mm]
Area totale armatura inferiore			
Area totale armatura inferiore	$A_{s,inf}$	2262	[mm ²]

Project		Number	Sheet No
14-007		0	2/3
Area of Project		Revision	
Edificio Uffici		Rev.0	
Element Description		Prepared by / date	
Verifica di fessurazione Soletta di copertura (Momento negativo)		SID 27.06.2014	
		Checked by / date	
		SID 27.06.2014	

3.2. Armatura di precompressione			
3.2.a Armatura superiore (Cavo equivalente)			
Distanza da lembo superiore a baricentro ferri superiori	Φ_{sup}	0	[mm]
Area totale armatura superiore	$A_{s, sup}$	0	[mm ²]
3.2.b Armatura inferiore (Cavo equivalente)			
Distanza da lembo inferiore a baricentro ferri inferiori		0	[mm]
Distanza da lembo superiore a baricentro ferri inferiori	ρ	200	[mm]
Area totale armatura inferiore	$A_{s, inf}$	0	[mm ²]
4. CARATTERISTICHE STATICHE TRAVE			
SEZIONE INTERAMENTE REAGENTE			
Baricentro	Y_B	94	[mm]
Area	A	245475	[mm ²]
Momento d'inerzia	J	842968559	[mm ⁴]
Modulo di resistenza superiore CLS	$W_{CLS, sup}$	7961326	[mm ³]
Modulo di resistenza superiore STEEL	$W_{CLSP, sup}$	12237698	[mm ³]
Modulo di resistenza inferiore STEEL	$W_{CLSI, inf}$	14504666	[mm ³]
Modulo di resistenza inferiore CLS	$W_{CLSI, inf}$	8956597	[mm ³]
SEZIONE PARZIALIZZATA			
Formula per ricerca obiettivo			
Asse neutro da lembo superiore con N e M	$Y_N (RICERCA)$	73	[mm]
Asse neutro da lembo superiore	Y_B	73	[mm]
Momento statico sezione parzializzata rispetto all'asse neutro	S'_N	2	[mm ³]
Momento d'inerzia sezione parzializzata rispetto all'asse neutro	J'	425602356	[mm ⁴]
Modulo di resistenza superiore CLS	$W_{CLS, sup}$	5825168	[mm ³]
Modulo di resistenza superiore STEEL	$W_{CLSP, sup}$	11801742	[mm ³]
Modulo di resistenza inferiore STEEL	$W_{CLSI, inf}$	4680172	[mm ³]
Modulo di resistenza inferiore CLS	$W_{CLSI, inf}$	3352854	[mm ³]
5. SOLLECITAZIONI E STATO TENSIONALE			
Sforzo normale agente o di precompressione (con il proprio segno)	N	0.0001	[kN]
Momento sollecitante di precompressione (con il proprio segno)	M_p	0	[kNm]
Momento sollecitante (con il proprio segno)	M	17.09	[kNm]
	e	170900000	[mm]
	u	170899900	[mm]
SEZIONE INTERAMENTE REAGENTE			
Tensione lembo superiore CLS	$\sigma_{CLS, sup}$	-2.15	[N/mm ²]
Tensione armatura lenta superiore	$\sigma_{LSP, sup}$	-20.95	[N/mm ²]
Tensione armatura lenta inferiore	$\sigma_{LSP, inf}$	17.67	[N/mm ²]
Tensione lembo inferiore CLS	$\sigma_{CLS, inf}$	1.91	[N/mm ²]
SEZIONE PARZIALIZZATA			
Tensione lembo superiore CLS	$\sigma_{CLS, sup}$	-2.93	[N/mm ²]
Tensione armatura lenta superiore	$\sigma_{LSP, sup}$	-21.72	[N/mm ²]
Tensione armatura lenta inferiore	$\sigma_{LSP, inf}$	54.77	[N/mm ²]
Tensione lembo inferiore CLS	$\sigma_{CLS, inf}$	0.00	[N/mm ²]
6. VERIFICA DI FESSURAZIONE			
Tensione armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ_s	54.77	[Mpa]
Deformazione media armatura - Deformazione media cls	$\epsilon_{s, med} - \epsilon_{c, med}$	0.00016	[-]
Distanza massima tra le fessure	$s_{f, max}$	165	[mm]
Valore massimo ammissibile di ampiezza delle fessure	$W_{f, max}$	0.3	[mm]
Ampiezza delle fessure	W_f	0.026	[mm]

D'APPOLONIA	Project	Number	Sheet No.
	14-007	0	3/3
	Area of Project	Revision	
	Edificio Uffici	Rev.0	
Element Description	Prepared by / date		
Verifica di fessurazione Soletta di copertura (Momento negativo)	SID 27.06.2014		
	Checked by / date		
	SID 27.06.2014		
6.1. Valori utilizzati per il calcolo dell'ampiezza delle fessure			
Rapporto moduli elastici	α_s	6.12	
Area armatura	A_s	2262 [mm ²]	
Armature di precompressione all'interno di $A_{c,eff}$	A_s'	0 [mm ²]	
Altezza efficace di cis attorno all'armatura tesa	$h_{c,eff}$	42 [mm]	
Area efficace di cis attorno all'armatura tesa	$A_{c,eff}$	42312 [mm ²]	
	ϕ_{wire}	0 [mm]	
Maggior diametro barre acciaio ordinario	ϕ_s	12 [mm]	
Diametro equivalente armatura di precompressione	ϕ_p	0 [mm]	
Rapporto resistenza per aderenza	ξ	0.50 [-]	
	ξ_s	0.707 [-]	
Durata del carico		Lunga durata	
Fattore funzione della durata del carico	k_c	0.4	
	$\rho_{s,eff}$	0.05346	
	k_1	0.8	
	k_2	0.50	
	k_3	3.4	
	k_4	0.425	

12 PIPERACK – MAGLIA TIPICA

12.1 DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO

L'analisi strutturale è condotta con l'ausilio del programma di calcolo SAP2000, prodotto da CSI.

Gli elementi verticali tipologici sono costituiti da pilastri He200A alti 3m. I pilastri sono collegati in testa in direzione longitudinale da travi HeB200 incernierate, su cui si imposta il grigliato di travi secondarie HeB180 a sostegno del fascio tubiero.

La rigidezza longitudinale è affidata ad elementi di controvento formati da profili circolari di diametro 114mm, disposti a croce di S. Andrea.

Il piano orizzontale di appoggio dei tubi è irrigidito da diagonali di controvento L90x9.

Si riporta per maggiore chiarezza una immagine di una porzione del modello di calcolo:

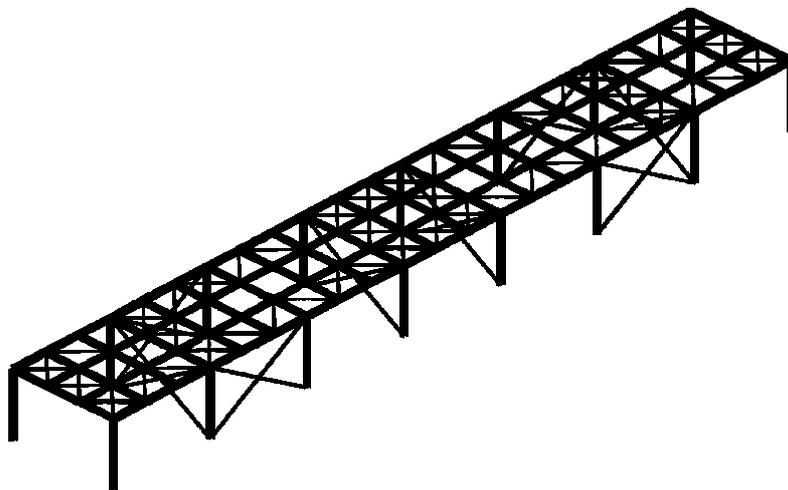


Figura 12.1: Modello Fem del Pipe Rack (Maglia Tipica)

12.2 VERIFICHE

Si riporta nel seguito la verifica degli elementi strutturali maggiormente sollecitati per ciascuna tipologia strutturale.

12.2.1 Travi Principali HeB200

12.2.1.1 Verifiche a s.l.u.

Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK (Flexural Details for Combo and Station)						
Units : KN, m, C						
Frame : 6147	X Mid: -30.167	Combo: SLUG2	Design Type: Beam			
Length: 1.667	Y Mid: 0.000	Shape: HE200B	Frame Type: DCH-MRF			
Loc : 1.667	Z Mid: 0.000	Class: Class 1	Rolled : Yes			
Country=CEN Default		Combination=Eq. 6.10		Reliability=Class 2		
Interaction=Method 2 (Annex B)		MultiResponse=Envelopes		P-Delta Done? No		
GammaM0=1.05	GammaM1=1.05	GammaM2=1.25				
An/Ag=1.00	RLSF=1.000	PLLF=0.750	D/C Lim=1.000			
Aeff=0.008	eNy=0.000	eNz=0.000				
A=0.008	Iyy=5.696E-05	iyy=0.085	Wel,yy=5.696E-04	Weff,yy=5.696E-04		
It=0.000	Izz=2.003E-05	izz=0.051	Wel,zz=2.003E-04	Weff,zz=2.003E-04		
Iw=0.000	Iyz=0.000	hw=0.200	Wpl,yy=6.430E-04	Av,z=0.006		
E=199947978.8	fy=344737.994	fu=448159.263	Wpl,zz=3.060E-04	Av,y=0.002		
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS						
Location	Ned	Med,yy	Med,zz	Ved,z	Ved,y	Ted
1.667	-93.305	14.056	-6.592	-7.782	25.830	-0.017
PDM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation EC3 6.3.3(4)-6.62)						
D/C Ratio: 0.163 = 0.041 + 0.068 + 0.053 < 1.000 OK						
= Ned/(Chi * NRk/GammaM1) + kzy (My,Ed+NEd eNy)/(Chi_LT My,Rk/GammaM1) + kzz (Mz,Ed+NEd eNz)/(Mz,Rk/GammaM1) (EC3 6.3.3(4)-6.62)						
BASIC FACTORS						
Buckling Mode	K Factor	L Factor	Lcr/i			
Major (y-y)	1.000	3.000	58.548			
Major Braced	1.000	3.000	58.548			
Minor (z-z)	1.000	1.000	32.910			
Minor Braced	1.000	1.000	32.910			
LTB	1.000	1.000	32.910			
AXIAL FORCE DESIGN						
	Ned	Nc,Rd	Nt,Rd			
	Force	Capacity	Capacity			
Axial	-93.305	2564.193	2520.089			
	Npl,Rd	Nu,Rd	Ncr,T	Ncr,TF	An/Ag	
	2564.193	2520.089	17008.256	17008.256	1.000	
	Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi
Major (y-y)	b	0.340	4496.212	0.774	0.897	0.740
MajorB (y-y)	b	0.340	4496.212	0.774	0.897	0.740
Minor (z-z)	c	0.490	14229.846	0.435	0.652	0.879
MinorB (z-z)	c	0.490	14229.846	0.435	0.652	0.879
Torsional TF	c	0.490	17008.256	0.398	0.628	0.898
						Nb,Rd
						1898.666
						1898.666
						2253.049
						2253.049
						2303.792
MOMENT DESIGN						
	Med	Med,span	Mc,Rd	Mv,Rd	Mn,Rd	Mb,Rd
	Moment	Moment	Capacity	Capacity	Capacity	Capacity
Major (y-y)	14.056	14.056	211.111	211.111	211.111	206.525
Minor (z-z)	-6.592	-6.592	100.466	100.466	100.466	
	Section	Flange	Web	Epsilon	Alpha	Psi
Compactness	Class 1	Class 1	Class 1	0.826	0.812	-0.931
	Curve	AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	Cl
LTB	a	0.210	0.297	0.854	0.978	1.631
						Mcr
						2519.246
	Factors	Cmy	Cmz	CmLT	kyy	kyz
		1.000	0.806	0.615	1.028	0.489
						kzy
						0.995
						kzz
						0.815

12.2.1.2 Verifiche a s.l.e.

Inflessione verticale massima delle travi principali è:

$$u_z = 0.2 \text{ cm} = L/2500$$

12.2.2 Pilastri

12.2.2.1 Verifiche a s.l.u.

Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK (Flexural Details for Combo and Station)							
Units : KN, m, C							
Frame : 8102	X Mid: -36.000	Combo: SLU11	Design Type: Column				
Length: 3.000	Y Mid: 0.000	Shape: HE200A	Frame Type: DCH-MRF				
Loc : 0.000	Z Mid: -1.500	Class: Class 2	Rolled : Yes				
Country=CEN Default		Combination=Eq. 6.10		Reliability=Class 2			
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=1.000				
Aeff=0.005	eNy=0.000	eNz=0.000					
A=0.005	Iyy=3.692E-05	iyy=0.083	Wel,yy=3.896E-04	Weff,yy=3.886E-04			
It=0.000	Izz=1.336E-05	izz=0.050	Wel,zz=1.336E-04	Weff,zz=1.336E-04			
Iw=0.000	Iy=0.000	h=0.190	Wpl,yy=4.290E-04	Av, z=0.004			
E=199947978.8	fy=344737.894	fu=448159.263	Wpl,zz=2.040E-04	Av, y=0.002			
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS							
Location	Ned	Med,yy	Med,zz	Ved,z	Ved,y	Ted	
0.000	-128.014	0.000	0.000	-0.012	-6.920	0.000	
FPM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation EC3 6.3.3(4)-6.62)							
D/C Ratio: 0.191 = 0.109 + 0.000 + 0.082 < 1.000 OK							
= NEd / (Chi_z NRk / GammaM1) + kzy (My,Ed + NEd eNy) / (Chi_LT My, Rk / GammaM1) + kxz (Mz,Ed + NEd eNz) / (Mz, Rk / GammaM1) (EC3 6.3.3(4)-6.62)							
BASIC FACTORS							
Buckling Mode	K Factor	L Factor	Lcr/l				
Major (y-y)	1.000	1.000	36.214				
Major Braced	1.000	1.000	36.214				
Minor (z-z)	1.000	1.000	60.202				
Minor Braced	1.000	1.000	60.202				
LTB	1.000	1.000	60.202				
AXIAL FORCE DESIGN							
	Ned	Nc,Rd	Nt,Rd				
	Force	Capacity	Capacity				
Axial	-128.014	1766.371	1735.990				
	Npl,Rd	Nu,Rd	Ncr,T	Ncr,TF	An/Ag		
	1766.371	1735.990	4266.967	4266.967	1.000		
	Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi Nb,Rd	
Major (y-y)	b	0.340	8095.356	0.479	0.662	1578.345	
MajorB (y-y)	b	0.340	8095.356	0.479	0.662	1578.345	
Minor (z-z)	c	0.490	2929.414	0.796	0.963	1174.390	
MinorB (z-z)	c	0.490	2929.414	0.796	0.963	1174.390	
Torsional TF	c	0.490	4266.967	0.658	0.830	1324.274	
MOMENT DESIGN							
	Med	Med,span	Mc,Rd	Mv,Rd	Mn,Rd	Mb,Rd	
	Moment	Moment	Capacity	Capacity	Capacity	Capacity	
Major (y-y)	0.000	0.036	140.850	140.850	140.850	131.053	
Minor (z-z)	0.000	5.206	66.978	66.978	66.978		
	Section	Flange	Web	Epsilon	Alpha	Psi	
Compactness	Class 2	Class 2	Class 1	0.826	0.713	-0.862	
	Curve	AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	Cl Mcr	
LTB	a	0.210	0.480	0.644	0.930	1.880 642.561	
	Factors	Cmy	Cmz	CmLT	kyy	kyz	kzy
		0.600	0.951	0.600	0.614	0.632	0.975 1.053

12.2.2.2 Verifiche a s.l.e.

Lo spostamento orizzontale massimo all'estremità dei pilastri vale:

$$u_x = 0.45 \text{ cm}$$

$$u_y = 0.74 \text{ cm}$$

$$u = (u_x^2 + u_y^2)^{0.5} = 0.9 \text{ cm} = L/333$$

12.2.3 Controventi di Piano

12.2.3.1 Verifiche a s.l.u.

Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK (Flexural Details for Combo and Station)						
Units : KN, m, C						
Frame : 6290	X Mid: -36.833	Combo: SLU08	Design Type: Beam			
Length: 2.357	Y Mid: 4.167	Shape: L90X9	Frame Type: DCH-MRF			
Loc : 1.886	Z Mid: 0.000	Class: Class 4	Rolled : Yes			
Country=CEN Default		Combination=Eq. 6.10		Reliability=Class 2		
Interaction=Method 2 (Annex B)		MultiResponse=Envelopes		P-Delta Done? No		
GammaM0=1.05	GammaM1=1.05	GammaM2=1.25	D/C Lim=1.000			
An/Ag=1.00	ELLF=1.000	FLLF=0.750				
Aeff=0.002	aNy=0.000	aNz=0.000				
A=0.002	Iyy=1.158E-06	Iyy=0.027	Wel,yy=1.792E-05	Weff,yy=1.798E-05		
It=0.000	Izz=1.158E-06	Izz=0.027	Wel,zz=1.792E-05	Weff,zz=1.798E-05		
Iw=0.000	Iyz=0.000	hw=0.090	Wpl,yy=3.315E-05	Av,zz=8.100E-04		
E=199947978.8	fy=344737.894	fu=448159.263	Wpl,zz=3.315E-05	Av,yy=8.100E-04		
Iyz=0.000	Imax=1.857E-06	imax=0.035	Wel,zz,maj=2.918E-05			
Rot= 45 deg	Imin=0.000	imin=0.017	Wel,zz,min=1.267E-05			
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS						
Location	Med	Med,yy	Med,zz	Ved,z	Ved,y	Ted
1.886	-100.539	0.043	0.000	0.110	0.000	0.000
PM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation EC3 6.3.3(4)-6.62)						
D/C Ratio: 0.806 = 0.792 + 0.015 + 0.000 < 1.000 OK						
= NEd / (Chi z NRk / GammaM1) + kzy (My,Ed + NEd aNy) / (Chi LT My, Rk / GammaM1) + kxz (Mz,Ed + NEd aNz) / (Mz, Rk / GammaM1) (EC3 6.3.3(4)-6.62)						
BASIC FACTORS						
Buckling Mode	K Factor	L Factor	Lcr/l			
Major (y-y)	1.000	1.000	86.289			
Major Braced	1.000	1.000	86.289			
Minor (z-z)	1.000	1.000	137.086			
Minor Braced	1.000	1.000	137.086			
LTB	1.000	1.000	86.289			
AXIAL FORCE DESIGN						
	Med	Nc,Rd	Nt,Rd			
	Force	Capacity	Capacity			
Axial	-100.539	509.555	500.791			
	Npl,Rd	Nu,Rd	Ncr,T	Ncr,TF	An/Ag	
	509.555	500.791	1341.079	530.169	1.000	
	Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi
Major (y-y)	b	0.340	659.700	0.901	1.025	0.661
MajorB(y-y)	b	0.340	659.700	0.901	1.025	0.661
Minor (z-z)	b	0.340	162.975	1.812	2.415	0.249
MinorB(z-z)	b	0.340	162.975	1.812	2.415	0.249
Torsional TF	b	0.340	530.169	1.005	1.141	0.594
	Nb,Rd					
Major (y-y)	336.722					
MajorB(y-y)	336.722					
Minor (z-z)	126.980					
MinorB(z-z)	126.980					
Torsional TF	302.738					
MOMENT DESIGN						
	Med	Med, span	Mc,Rd	Mv,Rd	Mn,Rd	Mb,Rd
	Moment	Moment	Capacity	Capacity	Capacity	Capacity
Major (y-y)	0.043	0.077	5.904	5.904	5.904	4.966
Minor (z-z)	0.000	0.000	5.904	5.904	5.904	
	Section	Flange	Web	Epsilon	Alpha	Psi
	Class 4	Class 3	Class 4	0.826	0.680	-0.624
	Curve	AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	C1
LTB	d	0.760	0.413	0.666	0.841	1.000
	Factors	Cmy	CmLT	kyy	kyz	kzy
		0.933	1.000	0.933	1.084	1.475
						kzz
						1.475

12.3 COMPORTAMENTO GLOBALE DELLA STRUTTURA

12.3.1 Modi Propri di Vibrare

I modi propri di vibrare della struttura sono stati determinati in modo tale che la percentuale di massa eccitata della struttura fosse almeno pari all'85% del totale per ogni direzione fondamentale in accordo con quanto enunciato nel D.M. 14/01/2008.

Nel caso in esame i risultati ottenuti sono i seguenti:

Prima forma modale globale: $f_1 = 7.4\text{Hz}$

Seconda forma modale globale: $f_2 = 8.00\text{Hz}$

A titolo esemplificativo si riportano le configurazioni deformate della struttura riguardante i principali modi di vibrare:

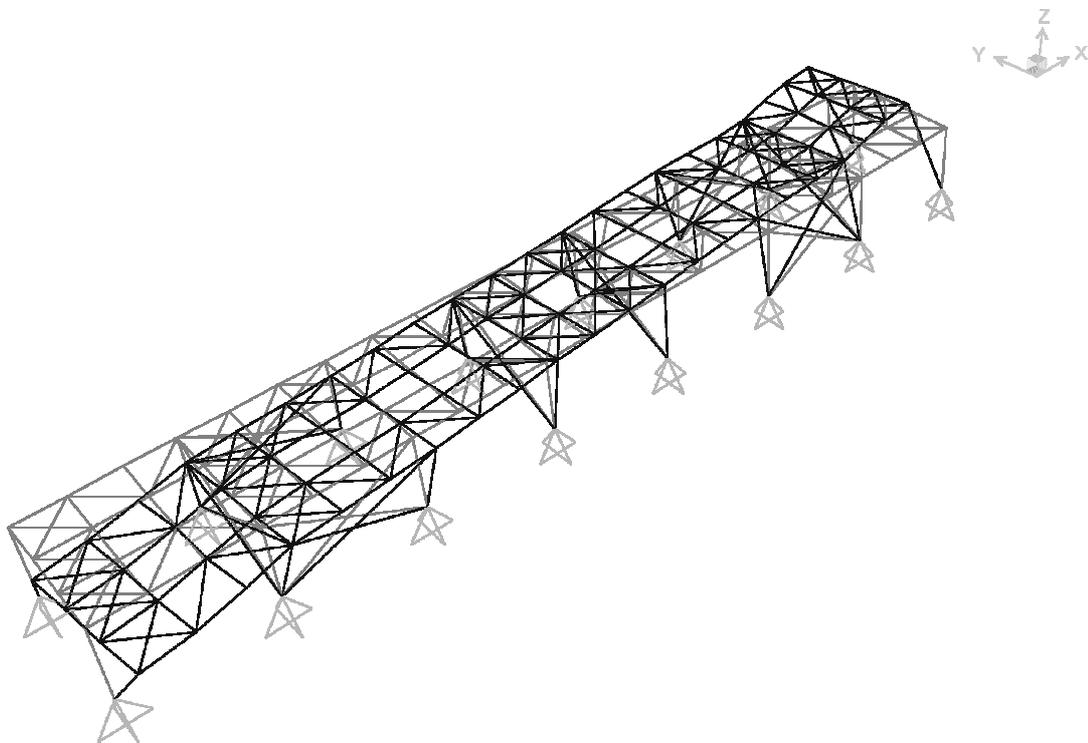


Figura 12.2: Deformata del Primo Modo di Vibrare

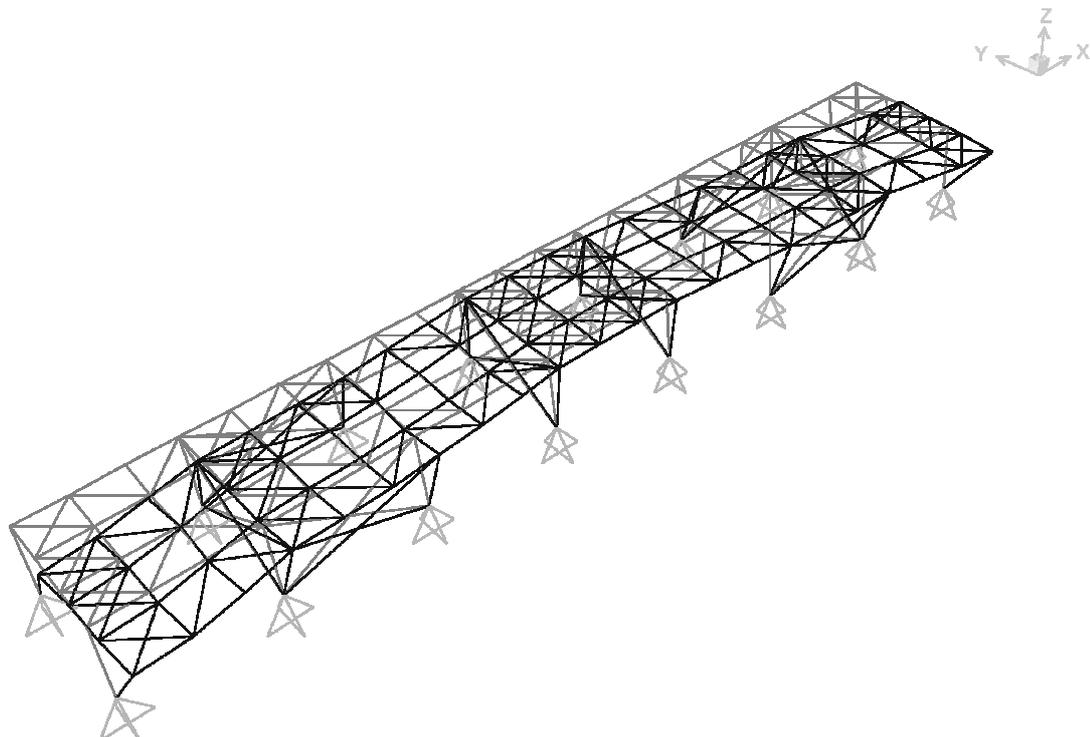


Figura 12.3: Deformata del Secondo Modo di Vibrare

12.3.2 Verifica di Stabilità Globale e delle Imperfezioni

Secondo quanto previsto al §4.2.3.4 delle NTC_08 gli effetti del secondo ordine, causati dall'instabilità globale della struttura, possono essere trascurati nel caso in cui risulti:

$$\alpha_{cr} = \frac{F_{cr}}{F_{Ed}} \geq 10$$

Dove α_{cr} è il moltiplicatore dei carichi applicati che induce l'instabilità globale della struttura.

Dall'analisi di Buckling condotta con il software di calcolo Sap2000 il minimo moltiplicatore critico dei carichi corrispondente alla prima forma di instabilità globale della struttura risulta:

$$\alpha_{cr} = 14 \geq 10$$

La verifica è soddisfatta, quindi gli effetti del secondo ordine dovuti all'instabilità globale non sono stati presi in considerazione. Secondo quanto previsto in §4.2.3.5, potendo trascurare gli effetti del secondo ordine, è possibile trascurare la curvatura iniziale degli elementi strutturali.

Nella verifica dei singoli elementi strutturali, non dovendo tenere conto degli effetti del secondo ordine, gli effetti delle imperfezioni locali sono da considerarsi inclusi implicitamente nelle formule di verifica di stabilità.

13 PIPERACK – SOVRAPPASSO

13.1 DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO

L'analisi strutturale è condotta con l'ausilio del programma di calcolo SAP2000, prodotto da CSI.

La struttura tipologica del Pipe Rack varia per sovrappassare la strada interna dell'area 3 (luce 15m). In questo caso le colonne sono HEB300 alte complessivamente 6.6m, collegate longitudinalmente da una struttura reticolare con briglie HeA180 e diagonali e montanti realizzati con angolari. Le briglie omologhe delle due travature reticolari principali sono interconnesse con travi secondarie He180A e controventi orizzontali di irrigidimento.

Si riporta per maggiore chiarezza una immagine del modello di calcolo:

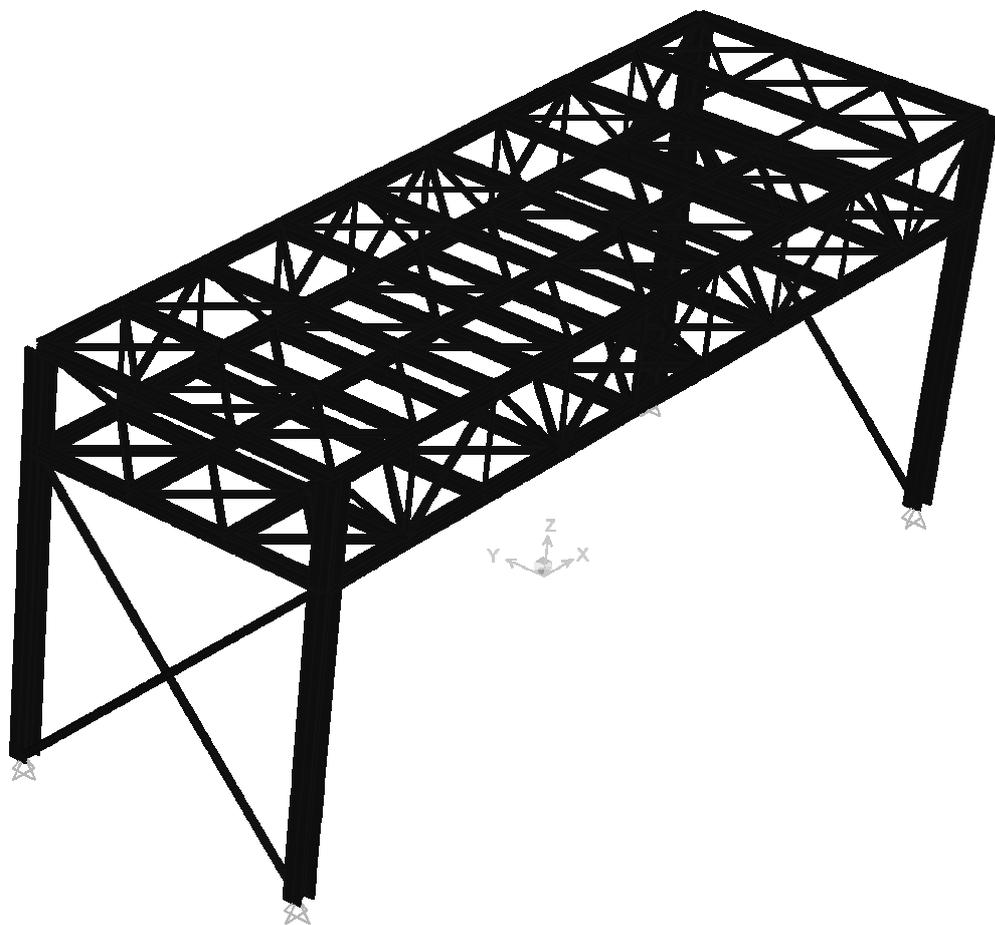


Figura 13.1: Modello Fem del Piperack (Sovrappasso)

13.2 VERIFICHE

Si riporta nel seguito la verifica degli elementi strutturali maggiormente sollecitati per ciascuna tipologia strutturale.

13.2.1 Colonne HeB300

13.2.1.1 Verifiche a s.l.u.

Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK (Flexural Details for Combo and Station)						
Units : KN, cm, C						
Frame : 6133	X Mid: -500.000	Combo: EX+0.3EY_SLV	Design Type: Column			
Length: 500.000	Y Mid: 0.000	Shape: HE300B	Frame Type: DCH-MRF			
Loc : 0.000	Z Mid: -50.000	Class: Class 1	Rolled : Yes			
Country=CEN Default		Combination=Eq. 6.10	Reliability=Class 2			
Interaction=Method 2 (Annex B)		MultiResponse=Envelopes	P-Delta Done? No			
GammaM0=1.05	GammaM1=1.05	GammaM2=1.25				
An/Ag=1.00	PLLF=1.000	PLLF=0.750	D/C Lim=1.000			
Aeff=149.000	eNy=0.000	eNz=0.000				
A=149.000	Iyy=25170.000	Iyy=12.997	Wei,yy=1678.000	Weff,yy=1678.000		
It=189.000	Izz=8563.000	Izz=7.581	Wei,zz=570.867	Weff,zz=570.867		
Iw=1690357.608	Iyz=0.000	h=30.000	Wpl,yy=1869.000	Av, z=120.180		
E=19994.798	fy=34.474	fu=44.816	Wpl,zz=870.000	Av, y=41.350		
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS						
Location	Ned	Med,yy	Med,zz	Ved,z	Ved,y	Ted
0.000	-105.785	0.000	0.000	-59.591	2.294	0.000
FEM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation EC3 6.3.3(4)-6.62)						
D/C Ratio:	0.581 = 0.035 + 0.521 + 0.025 < 1.000					OK
	= NEd / (Chi_z NRk / GammaM1) + kry (My,Ed + NEd eNy) / (Chi_LT My, Rk / GammaM1)					
	+ krz (Mz,Ed + NEd eNz) / (Mz, Rk / GammaM1)					(EC3 6.3.3(4)-6.62)
BASIC FACTORS						
Buckling Mode	K Factor	L Factor	Lcr/l			
Major (y-y)	1.000	1.000	38.470			
Major Braced	1.000	1.000	38.470			
Minor (z-z)	1.000	1.000	65.955			
Minor Braced	1.000	1.000	65.955			
LTB	1.000	1.000	65.955			
AXIAL FORCE DESIGN						
	Ned	Nc,Rd	Nt,Rd			
	Force	Capacity	Capacity			
Axial	-105.785	4891.995	4807.853			
	Npl,Rd	Nu,Rd	Ncr,T	Ncr,TF	An/Ag	
	4891.995	4807.853	12313.707	12313.707	1.000	
	Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi
Major (y-y)	b	0.340	19868.266	0.508	0.682	0.880
MajorB (y-y)	b	0.340	19868.266	0.508	0.682	0.880
Minor (z-z)	c	0.490	6759.315	0.872	1.045	0.617
MinorB (z-z)	c	0.490	6759.315	0.872	1.045	0.617
Torsional TF	c	0.490	12313.707	0.646	0.818	0.758
	Nb,Rd					
	4307.150					
MOMENT DESIGN						
	Med	Med,span	Mc,Rd	Mv,Rd	Mn,Rd	Mb,Rd
	Moment	Moment	Capacity	Capacity	Capacity	Capacity
Major (y-y)	0.000	29795.654	61363.345	61363.345	61363.345	56722.812
Minor (z-z)	0.000	-1146.839	28563.997	28563.997	28563.997	
	Section	Flange	Web	Epsilon	Alpha	Psi
Compactness	Class 1	Class 1	Class 1	0.826	0.567	-0.959
	Curve	AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	Cl
LTB	a	0.210	0.500	0.656	0.924	1.880
	Mcr	258070.260				
	Factors	Cmy	Cmz	CmLT	kyy	kyz
		0.600	0.600	0.600	0.374	0.991
						0.624

13.2.2 Briglie HeA180

13.2.2.1 Verifiche a s.l.u.

Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK (Flexural Details for Combo and Station)								
Units : KN, cm, C								
Frame : 6354	X Mid: -250.000	Combo: SLU08	Design Type: Beam					
Length: 166.667	Y Mid: 0.000	Shape: HE180A	Frame Type: DCH-MRF					
Loc : 0.000	Z Mid: 200.000	Class: Class 2	Rolled : Yes					
Country=CEN Default		Combination=Eq. 6.10		Reliability=Class 2				
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=1.000					
Aeff=45.300	aNy=0.000	aNz=0.000						
A=45.300	Iyy=2510.000	iyy=7.444	Wel,yy=293.567	Weff,yy=293.567				
It=14.900	Izz=925.000	izz=4.519	Wel,zz=102.778	Weff,zz=102.778				
Iw=60315.203	Iyz=0.000	h=17.100	Wpl,yy=325.800	Av,zz=36.180				
E=19994.798	fy=34.474	fu=44.816	Wpl,zz=156.000	Av,yy=14.520				
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS								
Location	Ned	Med,yy	Med,zz	Ved,z	Ved,y	Ted		
0.000	-59.072	14.031	-874.675	-0.904	-24.340	-4.813		
FDM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation EC3 6.2.9.1(6))								
D/C Ratio: 0.171 = (0.001)^2.000 + (0.171)^1.000 < 1.000 OK								
= (My,Ed/Mn,y,Rd)^Alpha + (Mz,Ed/Mn,z,Rd)^Beta (EC3 6.2.9.1(6))								
BASIC FACTORS								
Buckling Mode	K Factor	L Factor	Lcr/l					
Major {y-y}	1.000	1.000	22.390					
Major Braced	1.000	1.000	22.390					
Minor {z-z}	1.000	1.000	36.883					
Minor Braced	1.000	1.000	36.883					
LTB	1.000	1.000	36.883					
AXIAL FORCE DESIGN								
	Ned	Nc,Rd	Nt,Rd					
	Force	Capacity	Capacity					
Axial	-59.072	1487.298	1461.716					
	Npl,Rd	Nu,Rd	Ncr,T	Ncr,TF	An/Ag			
	1487.298	1461.716	7162.027	7162.027	1.000			
	Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb,Rd	
Major {y-y}	b	0.340	17831.710	0.296	0.560	0.966	1436.127	
MajorB{y-y}	b	0.340	17831.710	0.296	0.560	0.966	1436.127	
Minor {z-z}	c	0.490	6571.447	0.487	0.689	0.850	1264.145	
MinorB{z-z}	c	0.490	6571.447	0.487	0.689	0.850	1264.145	
Torsional TF	c	0.490	7162.027	0.467	0.674	0.861	1280.989	
MOMENT DESIGN								
	Med	Med,span	Mc,Rd	Mv,Rd	Mn,Rd	Mb,Rd		
	Moment	Moment	Capacity	Capacity	Capacity	Capacity		
Major {y-y}	14.031	101.782	10670.459	10670.459	10670.459	10228.545		
Minor {z-z}	-874.675	-874.675	5121.820	5121.820	5121.820			
	Section	Flange	Web	Epsilon	Alpha	Psi		
Compactness	Class 2	Class 2	Class 1	0.826	0.617	-0.924		
	Curve	AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	C1	Ncr	
LTB	a	0.210	0.378	0.590	0.959	1.315	78574.231	
	Factors	Cmy	Cmz	CmLT	kyy	kyz	kzy	kzz
		0.779	0.400	0.779	0.782	0.244	0.996	0.407

13.2.3 Travi Trasversali HeA180

13.2.3.1 Verifiche a s.l.u.

Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK (Flexural Details for Combo and Station)								
Units : kN, cm, °C								
Frame : 6374	X Mid: 333.333	Combo: SLC07	Design Type: Beam					
Length: 166.667	Y Mid: 83.333	Shape: HE180A	Frame Type: DCH-MRF					
Loc : 166.667	Z Mid: 200.000	Class: Class 2	Rolled : Yes					
Country=CEN Default		Combination=Eq. 6.10		Reliability=Class 2				
Interaction=Method 2 (Annex B)		MultiResponse=Envelopes		F-Delta Done? No				
GammaM0=1.05	GammaM1=1.05	GammaM2=1.25						
An/Ag=1.00	PLF=1.000	PLF=0.750	D/C Lim=1.000					
Aeff=45.300	eNy=0.000	eNx=0.000						
A=45.300	Iyy=2510.000	iyy=7.444	Wel,yy=293.567	Weff,yy=293.567				
It=14.900	Izz=925.000	izz=4.519	Wel,zz=102.778	Weff,zz=102.778				
Iw=60315.203	Iyz=0.000	h=17.100	Wpl,yy=325.000	Av,z=36.180				
E=19994.798	ry=34.474	fu=44.816	Wpl,zz=156.000	Av,y=14.520				
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS								
Location	Ned	Med,yy	Med,zz	Ved,z	Ved,y	Ted		
166.667	-27.492	994.681	-25.292	-3.507	0.152	0.000		
D/M DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation EC3 6.3.3(4)-6.61)								
D/C Ratio: 0.128 = 0.028 + 0.098 + 0.002 < 1.000 OK								
= Ned / (Chi_y NRk / GammaM1) + kyy (My,Ed + Ned eNy) / (Chi_LT My, Rk / GammaM1) + kyz (Mz,Ed + Ned eNx) / (Mz, Rk / GammaM1) (EC3 6.3.3(4)-6.61)								
BASIC FACTORS								
Buckling Mode	K Factor	L Factor	Lcr/1					
Major (y-y)	1.000	3.000	67.171					
Major Braced	1.000	3.000	67.171					
Minor (z-z)	1.000	1.000	36.883					
Minor Braced	1.000	1.000	36.883					
LTB	1.000	1.000	36.883					
AXIAL FORCE DESIGN								
	Ned	Nc,Rd	Nt,Rd					
	Force	Capacity	Capacity					
Axial	-27.492	1487.298	1461.716					
	Npl,Rd	Nu,Rd	Ncr,T	Ncr,TF	An/Ag			
	1487.298	1461.716	7162.027	7162.027	1.000			
	Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb,Rd	
Major (y-y)	b	0.340	1981.301	0.888	1.011	0.669	995.022	
MajorB(y-y)	b	0.340	1981.301	0.888	1.011	0.669	995.022	
Minor (z-z)	c	0.490	6571.447	0.487	0.689	0.850	1264.145	
MinorB(z-z)	c	0.490	6571.447	0.487	0.689	0.850	1264.145	
Torsional TF	c	0.490	7162.027	0.467	0.674	0.861	1280.989	
MOMENT DESIGN								
	Med	Med,span	Mc,Rd	Mv,Rd	Mn,Rd	Mb,Rd		
	Moment	Moment	Capacity	Capacity	Capacity	Capacity		
Major (y-y)	994.681	994.681	10670.459	10670.459	10670.459	10290.509		
Minor (z-z)	-25.292	-25.292	5121.820	5121.820	5121.820			
	Section	Flange	Web	Epsilon	Alpha	Psi		
Compactness	Class 2	Class 2	Class 1	0.826	0.554	-0.965		
	Curve	AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	Cl	Mcr	
LTB	a	0.210	0.355	0.579	0.964	1.492	89148.332	
	Factors	Chi_y	Chi_z	ChiLT	kyy	kyz	kzy	kzz
		1.000	0.600	0.682	1.019	0.363	0.998	0.605

13.2.4 Controventi Verticali

13.2.4.1 Verifiche a s.l.u.

Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK (Flexural Details for Combo and Station)							
Units : KN, cm, C							
Frame : 6136	X Mid: -500.000	Combo: SLU08	Design Type: Brace				
Length: 707.107	Y Mid: 250.000	Shape: f1114.3	Frame Type: DCH-MRF				
Loc : 353.553	Z Mid: -50.000	Class: Class 1	Rolled : No				
Country=CEN Default		Combination=Eq. 6.10		Reliability=Class 2			
Interaction=Method 2 (Annex B)		MultiResponse=Envelopes		P-Delta Done? No			
GammaM0=1.05	GammaM1=1.05	GammaM2=1.25	D/C Lim=1.000				
An/Ag=1.00	RLLF=1.000	PLLF=0.750					
Weff=17.169	eNy=0.000	eNz=0.000					
W=17.169	Iyy=256.920	Iyy=3.868	Wel,yy=44.955	Weff,yy=44.955			
It=513.840	Izz=256.920	Izz=3.868	Wel,zz=44.955	Weff,zz=44.955			
Iw=0.000	Iyz=0.000	hw=11.430	Wpl,yy=59.774	Av,zz=10.930			
E=19994.798	fy=34.474	fu=44.816	Wpl,zz=59.774	Av,yy=10.930			
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS							
Location	Med	Med,yy	Med,zz	Ved,z	Ved,y	Ted	
353.553	236.081	75.925	0.000	0.000	0.000	0.000	
PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation EC3 6.2.1(7))							
D/C Ratio: 0.458 = 0.419 + sqrt[(0.039)^2 + (0.000)^2] < 1.000 OK							
= (NEd/NRd) + sqrt[(My,Ed/My,Rd)^2 + (Mz,Ed/Mz,Rd)^2] (EC3 6.2.1(7))							
BASIC FACTORS							
Buckling Mode	K Factor	L Factor	Lcr/i				
Major (y-y)	1.000	1.000	182.791				
Major Braced	1.000	1.000	182.791				
Minor (z-z)	1.000	1.000	182.791				
Minor Braced	1.000	1.000	182.791				
LTB	1.000	1.000	182.791				
AXIAL FORCE DESIGN							
	Ned	Nc,Rd	Nt,Rd				
	Force	Capacity	Capacity				
Axial	236.081	563.689	553.994				
	Npl,Rd	Nu,Rd	Ncr,T	Ncr,TF	An/Ag		
	563.689	553.994	132033.270	101.402	1.000		
	Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb,Rd
Major (y-y)	c	0.490	101.402	2.416	3.961	0.141	79.385
MajorB (y-y)	c	0.490	101.402	2.416	3.961	0.141	79.385
Minor (z-z)	c	0.490	101.402	2.416	3.961	0.141	79.385
MinorB (z-z)	c	0.490	101.402	2.416	3.961	0.141	79.385
Torsional TF	c	0.490	101.402	2.416	3.961	0.141	79.385
MOMENT DESIGN							
	Med	Med,span	Mc,Rd	Mv,Rd	Mn,Rd	Mb,Rd	
	Moment	Moment	Capacity	Capacity	Capacity	Capacity	
Major (y-y)	75.925	75.925	1962.515	1962.515	1962.515	1962.515	
Minor (z-z)	0.000	0.000	1962.515	1962.515	1962.515	1962.515	
	Section	Flange	Web	Epsilon	Alpha	Psi	
Compactness	Class 1	Class 1	Class 1	0.826	1.000E-06	-1.798	
	Curve	AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	Cl	Mcr
LTB	d	0.760	0.280	0.569	0.939	1.316	26338.733
	Factors	Cmy	Cnz	CmLT	kyy	kzy	kzz
		1.000	1.000	1.000	0.600	0.600	1.000

13.2.5 Controventi di Piano

13.2.5.1 Verifiche a s.l.u.

Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK (Flexural Details for Combo and Station)							
Units : KN, cm, °C							
Frame : 6366	X Mid: -250.000	Combo: SLU11	Design Type: Beam				
Length: 235.702	Y Mid: 83.333	Shape: L90X9	Frame Type: DCH-MRF				
Loc : 188.562	Z Mid: 200.000	Class: Class 4	Rolled : Yes				
Country=CEN Default		Combination=Eq. 6.10		Reliability=Class 2			
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=1.000				
Aeff=15.520	eNy=0.000	eNz=0.000					
A=15.520	Iyy=115.800	iyy=2.732	Wel,yy=17.923	Weff,yy=17.981			
It=4.155	Izz=115.800	izz=2.732	Wel,zz=17.923	Weff,zz=17.981			
Iw=0.000	Iyz=-69.919	h=9.000	Wpl,yy=33.150	Av, z=8.100			
E=19994.798	fy=34.474	fu=44.816	Wpl,zz=33.150	Av, y=8.100			
Iyz=-69.919	Imax=185.719	imax=3.459	Wel,zz,maj=29.183				
Rot= 45 deg	Imin=45.881	imin=1.719	Wel,zz,min=12.673				
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS							
Location	Ned	Med,yy	Med,zz	Ved,z	Ved,y	Ted	
188.562	-91.674	4.281	0.000	0.110	0.000	0.000	
FEM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation EC3 6.3.3(4)-6.62)							
D/C Ratio: 0.737 = 0.722 + 0.015 + 0.000 <			1.000 OK				
= NEd/(Chi z NRk/GammaM1) + kry (My,Ed+NEd eNy)/(Chi LT My,Rk/GammaM1) + kxz (Mz,Ed+NEd eNz)/(Mz,Rk/GammaM1) [EC3 6.3.3(4)-6.62]							
BASIC FACTORS							
Buckling Mode	K Factor	L Factor	Lcr/i				
Major (y-y)	1.000	1.000	86.289				
Major Braced	1.000	1.000	86.289				
Minor (z-z)	1.000	1.000	137.086				
Minor Braced	1.000	1.000	137.086				
LTB	1.000	1.000	86.289				
AXIAL FORCE DESIGN							
	Ned	Nc,Rd	Nt,Rd				
	Force	Capacity	Capacity				
Axial	-91.674	509.555	500.791				
	Npl,Rd	Nu,Rd	Ncr,T	Ncr,TF	An/Ag		
	509.555	500.791	1341.079	530.169	1.000		
	Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb,Rd
Major (y-y)	b	0.340	659.700	0.901	1.025	0.661	336.722
MajorB(y-y)	b	0.340	659.700	0.901	1.025	0.661	336.722
Minor (z-z)	b	0.340	162.975	1.812	2.415	0.249	126.980
MinorB(z-z)	b	0.340	162.975	1.812	2.415	0.249	126.980
Torsional TF	b	0.340	530.169	1.005	1.141	0.594	302.738
MOMENT DESIGN							
	Med	Med,span	Mc,Rd	Mv,Rd	Mn,Rd	Mb,Rd	
	Moment	Moment	Capacity	Capacity	Capacity	Capacity	
Major (y-y)	4.281	7.732	590.363	590.363	590.363	496.596	
Minor (z-z)	0.000	0.000	590.363	590.363	590.363		
	Section	Flange	Web	Epsilon	Alpha	Psi	
	Class 4	Class 3	Class 4	0.826	0.664	-0.657	
	Curve	AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	Cl	Mcr
LTB	d	0.760	0.413	0.666	0.841	1.000	3625.403
	Factors: Cmy	Cmz	CmLT	kyy	kyz	kzy	kxz
	0.933	1.000	0.933	1.070	1.433	0.947	1.433

13.3 COMPORTAMENTO GLOBALE DELLA STRUTTURA

13.3.1 Modi Propri di Vibrare

I modi propri di vibrare della struttura sono stati determinati in modo tale che la percentuale di massa eccitata della struttura fosse almeno pari all'85% del totale per ogni direzione fondamentale in accordo con quanto enunciato nel D.M. 14/01/2008.

Nel caso in esame i risultati ottenuti sono i seguenti:

Prima forma modale: $f_1 = 1.6\text{Hz}$

Seconda forma modale: $f_2 = 4.4\text{Hz}$

A titolo esemplificativo si riportano le configurazioni deformate della struttura riguardante i principali modi di vibrare:

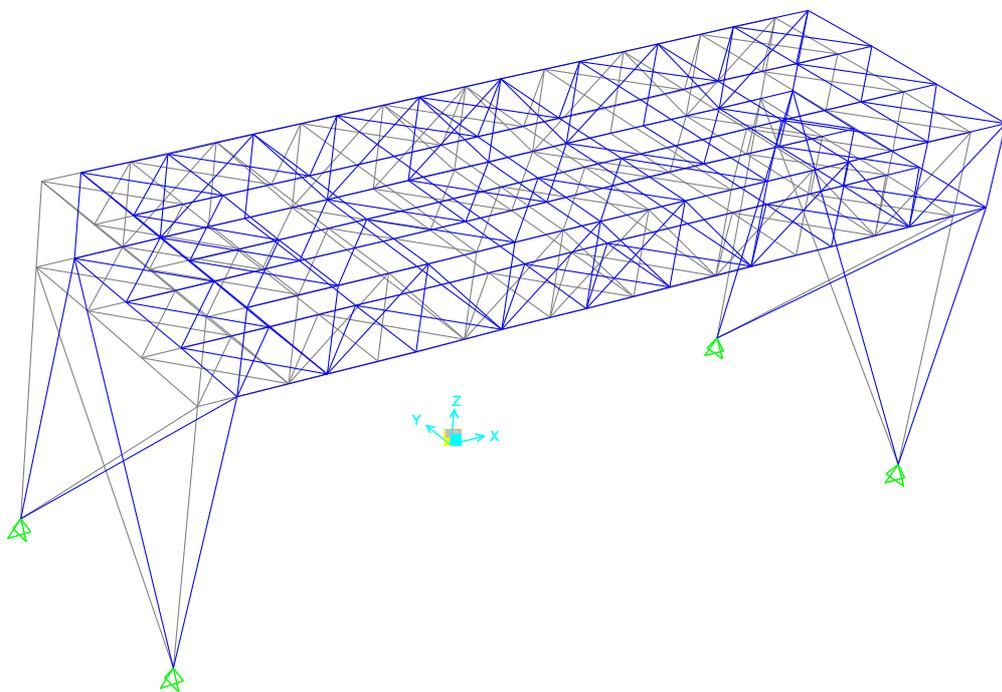


Figura 13.2: Deformata del Primo modo di Vibrare

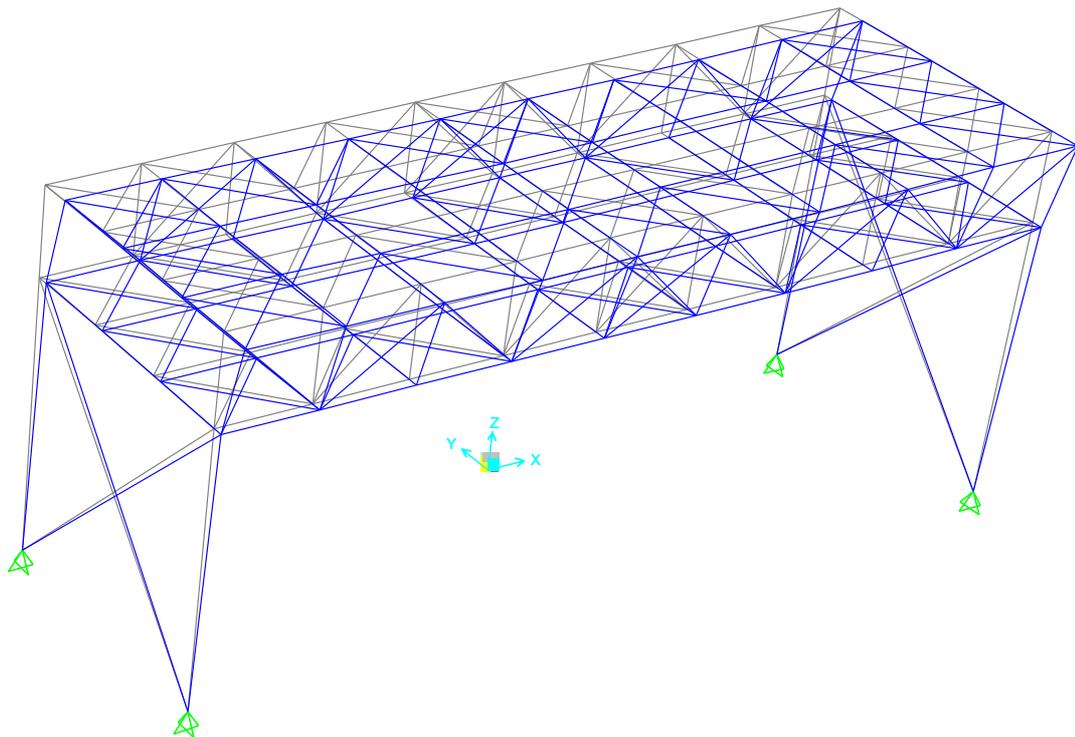


Figura 13.3: Deformata del Secondo Modo di Vibrare

13.3.2 Verifica di Stabilità Globale e delle Imperfezioni

Secondo quanto previsto al §4.2.3.4 delle NTC_08 gli effetti del secondo ordine, causati dall'instabilità globale della struttura, possono essere trascurati nel caso in cui risulti:

$$\alpha_{cr} = \frac{F_{cr}}{F_{Ed}} \geq 10$$

Dove α_{cr} è il moltiplicatore dei carichi applicati che induce l'instabilità globale della struttura.

Dall'analisi di Buckling condotta con il software di calcolo Sap2000 il minimo moltiplicatore critico dei carichi corrispondente alla prima forma di instabilità globale della struttura risulta:

$$\alpha_{cr} = 17 \geq 10$$

La verifica è soddisfatta, quindi gli effetti del secondo ordine dovuti all'instabilità globale non sono stati presi in considerazione. Secondo quanto previsto in §4.2.3.5, potendo trascurare gli effetti del secondo ordine, è possibile trascurare la curvatura iniziale degli elementi strutturali.

Nella verifica dei singoli elementi strutturali, non dovendo tenere conto degli effetti del secondo ordine, gli effetti delle imperfezioni locali sono da considerarsi inclusi implicitamente nelle formule di verifica di stabilità.

14 STAZIONE CABINA GAS E MISURA FISCALE

14.1 DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO

È una struttura metallica di ingombro complessivo in pianta circa pari a 12 x 40m. Le colonne sono profili HEB260; le travi principali hanno luce di 12 m e interasse massimo di circa 8m: sono costituite da travature reticolari con briglie e diagonali formati da angolari accoppiati.

Le briglie superiori sono collegate tra loro da diagonali di controvento di falda. Al di sopra delle briglie superiori sono presenti gli arcarecci, costituiti da profili IPE400, su cui viene posta la lamiera grecata di copertura: questa è costituita da profili tipo HI BOND A75/P 760 o similare.

Si riporta per maggiore chiarezza una immagine del modello di calcolo:

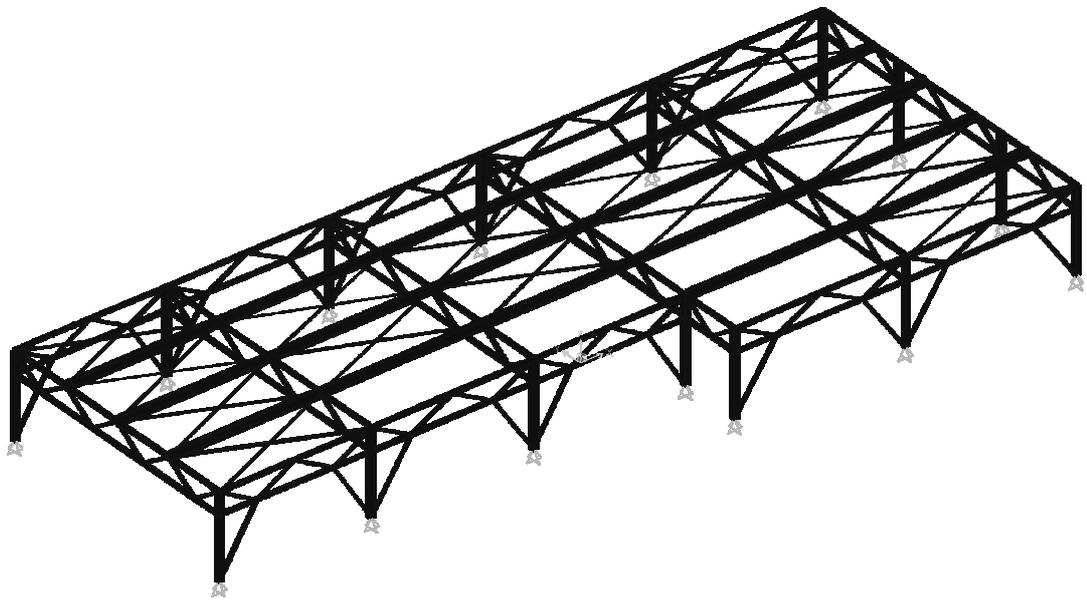


Figura 14.1: Modello Fem della Stazione Cabina Gas e Misura Fiscale

14.2 VERIFICHE

Si riporta nel seguito la verifica degli elementi strutturali maggiormente sollecitati per ciascuna tipologia strutturale.

14.2.1 Colonne HeB260

14.2.1.1 Verifiche a s.l.u.

Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK (Flexural Details for Combo and Station)						
Units : KN, m, C						
Frame : 323	X Mid: 5.188	Combo: SL004	Design Type: Column			
Length: 3.070	Y Mid: 12.900	Shape: HE260B	Frame Type: DCH-MRF			
Loc : 0.000	Z Mid: -1.535	Class: Class 1	Rolled : Yes			
Country=CEN Default		Combination=Eq. 6.10		Reliability=Class 2		
Interaction=Method 2 (Annex B)		MultiResponse=Envelopes		P-Delta Done? No		
Ignore Seismic Code? Yes		Ignore Special EQ Load? No		D/P Plug Welded? Yes		
GammaM0=1.05	GammaM1=1.05	GammaM2=1.25				
q=4.00	Omega=1.00	GammaCV=1.05				
An/Ag=1.00	ELLF=1.000	PLLF=0.750	D/C Lim=1.000			
Aeff=0.012	eNy=0.000	eNx=0.000				
A=0.012	Iyy=1.492E-04	iy=0.112	Wpl,yy=0.001	Weff,yy=0.001		
It=1.270E-06	Izz=5.135E-05	iz=0.066	Wpl,zz=3.950E-04	Weff,zz=3.950E-04		
Iw=0.000	Iyz=0.000	hw=0.260	Wpl,yz=0.001	Av,z=0.010		
E=206000000.0	Iyz=338100.000	Iw=485000.000	Wpl,zz=6.020E-04	Av,y=0.004		
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS						
Location	Ned	Med,yy	Med,zz	Ved,z	Ved,y	Ted
0.000	-145.180	0.000	0.000	-1.047	9.062	0.000
PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation EC3 6.3.3(4)-6.61)						
D/C Ratio: 0.599 = 0.542 + 0.005 + 0.052 < 1.000 OK						
= NEd/(Chi_y NRk/GammaM1) + kyy (My,Ed+NEd eNy)/(Chi_LT My,Rk/GammaM1) + kyz (Mz,Ed+NEd eNz)/(Mz,Rk/GammaM1) (EC3 6.3.3(4)-6.61)						
BASIC FACTORS						
Buckling Mode	K Factor	L Factor	Lcr/i			
Major (y-y)	10.222	1.000	279.093			
Major Braced	0.997	1.000	27.213			
Minor (z-z)	1.000	1.000	46.538			
Minor Braced	1.000	1.000	46.538			
LTB	1.000	1.000	46.538			
AXIAL FORCE DESIGN						
	Ned	Nc,Rd	Nt,Rd			
	Force	Capacity	Capacity			
Axial	-145.180	3799.600	3799.600			
	Npl,Rd	Nu,Rd	Ncr,T	Ncr,TF	An/Ag	
	3799.600	4120.560	15502.421	15502.421	1.000	
	Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi
Major (y-y)	b	0.340	308.000	3.599	7.554	0.070
MajorB (y-y)	b	0.340	32386.312	0.351	0.587	0.945
Minor (z-z)	c	0.490	11077.217	0.600	0.778	0.785
MinorB (z-z)	c	0.490	11077.217	0.600	0.778	0.785
Torsional TF	c	0.490	15502.421	0.507	0.704	0.839
						Nb,Rd
						267.645
						3591.053
						2983.845
						2983.845
						3187.489
MOMENT DESIGN						
	Med	Med,span	Mc,Rd	Mv,Rd	Mn,Rd	Mb,Rd
	Moment	Moment	Capacity	Capacity	Capacity	Capacity
Major (y-y)	0.000	3.214	413.126	413.126	413.126	397.075
Minor (z-z)	0.000	-27.080	193.844	193.844	193.844	
	Section	Flange	Web	Epsilon	Alpha	Psi
Compactness	Class 1	Class 1	Class 1	0.834	0.621	-0.927
	Curve	AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	C1
LTB	a	0.210	0.368	0.585	0.961	1.880
						Mcr
						3211.761
	Factors	Cmy	Cm1	CmLT	kyy	kyz
		0.600	0.600	0.600	0.604	0.371
						kzz
						0.618

14.2.2 Briglia Superiore Trave Reticolare Principale

14.2.2.1 Verifiche a s.l.u.

Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK (Flexural Details for Combo and Station)						
Units : KN, m, C						
Frame : 335	X Mid: 7.291	Combo: SL111	Design Type: Beam			
Length: 4.208	Y Mid: 12.900	Shape: 2L120X10/10/	Frame Type: DCH-MRF			
Loc : 4.208	Z Mid: 1.100	Class: Class 4	Rolled : Yes			
Country=CEN Default		Combination=Eq. 6.10		Reliability=Class 2		
Interaction=Method 2 (Annex B)		MultiResponse=Envelopes		F-Delta Done? No		
Ignore Seismic Code? Yes		Ignore Special EQ Load? No		D/P Plug Welded? Yes		
GammaM0=1.05	GammaM1=1.05	GammaM2=1.25				
q=4.00	Omega=1.00	GammaCV=1.05				
An/Ag=1.00	RLLF=1.000	PLLF=0.750	D/C Lim=1.000			
Aeff=0.005	eNy=6.347E-04	eNz=0.000				
A=0.005	Iyy=6.258E-06	iy=0.037	Wel,yy=7.205E-05	Weff,yy=7.205E-05		
It=0.000	Izz=1.300E-05	iz=0.053	Wel,zz=1.040E-04	Weff,zz=1.039E-04		
Iw=0.000	Iyz=0.000	h=0.120	Wpl,yy=1.330E-04	Av,z=0.002		
E=206000000.0	fy=338100.000	fu=485000.000	Wpl,zz=1.768E-04	Av,y=0.002		
Iyz=0.000	Inax=1.300E-05	inax=0.053	Wel,zz,maj=1.040E-04			
Rot= 90 deg	Imin=6.258E-06	imin=0.037	Wel,zz,min=7.205E-05			
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS						
Location	Ned	Med,yy	Med,zz	Ved,z	Ved,y	Ted
4.208	-180.709	-5.867	2.024	6.694	-0.379	0.004
FORM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation EC3 6.3.3(4)-6.61)						
D/C Ratio: 0.523 = 0.346 + 0.130 + 0.047 < 1.000 OK						
= Ned/(Chi y NRk/GammaM1) + kyy (My,Ed+NED eNy)/(Chi LT My,Rk/GammaM1) + kyz (Mz,Ed+NED eNz)/(Mz,Rk/GammaM1) (EC3 6.3.3(4)-6.61)						
BASIC FACTORS						
Buckling Mode	K Factor	L Factor	Lcr/l			
Major (y-y)	1.000	1.000	114.519			
Major Braced	1.000	1.000	114.519			
Minor (z-z)	1.000	1.000	79.456			
Minor Braced	1.000	1.000	79.456			
LTB	1.000	1.000	79.456			
AXIAL FORCE DESIGN						
	Ned	Nc,Rd	Nt,Rd			
	Force	Capacity	Capacity			
Axial	-180.709	1460.531	1492.792			
	Npl,Rd	Nu,Rd	Ncr,T	Ncr,TF	An/Ag	
	1492.792	1619.891	2446.481	1269.443	1.000	
	Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi
Major (y-y)	b	0.340	718.711	1.461	1.781	0.357
MajorB(y-y)	b	0.340	718.711	1.461	1.781	0.357
Minor (z-z)	b	0.340	1493.008	1.013	1.152	0.588
MinorB(z-z)	b	0.340	1493.008	1.013	1.152	0.588
Torsional TF	b	0.340	1269.443	1.099	1.257	0.536
						Nb,Rd
						521.527
						521.527
						859.501
						859.501
						782.482
MOMENT DESIGN						
	Med	Med,span	Nc,Rd	Mv,Rd	Mn,Rd	Mb,Rd
	Moment	Moment	Capacity	Capacity	Capacity	Capacity
Major (y-y)	-5.867	-5.867	23.199	23.199	23.199	22.141
Minor (z-z)	2.024	2.024	33.466	33.466	33.466	
	Section	Flange	Web	Epsilon	Alpha	Psi
Compactness	Class 4	Class 3	Class 4	0.834	0.723	-0.769
	Curve	AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	C1
LTB	d	0.760	0.259	0.556	0.954	2.700
						Mcr
						363.591
	Factors	Cmy	Cmz	CaLT	kyy	kyz
		0.400	0.685	0.400	0.481	0.769
					kzy	kzz
					0.931	0.769

14.2.3 Briglia Inferiore Trave Reticolare Principale

14.2.3.1 Verifiche a s.l.u.

Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK (Flexural Details for Combo and Station)						
Units : KN, m, C						
Frame : 333	X Mid: 9.395	Combo: SLU11	Design Type: Beam			
Length: 4.208	Y Mid: 12.900	Shape: 2L120X10/10/	Frame Type: DCH-MRF			
Loc : 4.208	Z Mid: 0.000	Class: Class 4	Rolled : Yes			
Country=CEN Default		Combination=Eq. 6.10		Reliability=Class 2		
Interaction=Method 2 (Annex B)		MultiResponse=Envelopes		P-Delta Done? No		
Ignore Seismic Code? Yes		Ignore Special EQ Load? No		D/P Plug Welded? Yes		
GammaM0=1.05	GammaM1=1.05	GammaM2=1.25				
q=4.00	Omega=1.00	GammaCV=1.05				
An/Ag=1.00	PLF=1.000	PLF=0.750	D/C Lim=1.000			
Aeff=0.005	eNy=6.347E-04	eNz=0.000				
A=0.005	Iyy=6.258E-06	iyy=0.037	Wel,yy=7.205E-05	Weff,yy=7.205E-05		
It=0.000	Izz=1.300E-05	izz=0.053	Wel,zz=1.040E-04	Weff,zz=1.039E-04		
Iw=0.000	Iyz=0.000	hw=0.120	Wpl,yy=1.330E-04	Av,z=0.002		
E=206000000.0	Iy=338100.000	Iu=485000.000	Wpl,zz=1.768E-04	Av,y=0.002		
Iyz=0.000	Imax=1.300E-05	imax=0.053	Wel,zz,maj=1.040E-04			
Rot= 90 deg	Imin=6.258E-06	imin=0.037	Wel,zz,min=7.205E-05			
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS						
Location	Ned	Med,yy	Med,zz	Ved,z	Ved,y	Ted
4.208	-173.327	-1.818	5.609	1.513	-0.051	0.002
FORM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation EC3 6.3.3(4)-6.62)						
D/C Ratio: 0.897 = 0.580 + 0.092 + 0.225 < 1.000 OK						
= Ned / (Chi z NRk / GammaM1) + kry (My,Ed + Ned eNy) / (Chi LT My, Rk / GammaM1) + kzz (Mz,Ed + Ned eNz) / (Mz, Rk / GammaM1) [EC3 6.3.3(4)-6.62]						
BASIC FACTORS						
Buckling Mode	K Factor	L Factor	Lcr/i			
Major (y-y)	1.000	1.000	114.519			
Major Braced	1.000	1.000	114.519			
Minor (z-z)	1.000	2.000	158.911			
Minor Braced	1.000	2.000	158.911			
LTB	1.000	2.000	158.911			
AXIAL FORCE DESIGN						
	Ned	Nc,Rd	Nt,Rd			
	Force	Capacity	Capacity			
Axial	-173.327	1460.531	1492.792			
	Npl,Rd	Nu,Rd	Ncr,T	Ncr,TF	An/Ag	
	1492.792	1618.891	2446.481	362.929	1.000	
	Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi
Major (y-y)	b	0.340	718.711	1.461	1.781	0.357
MajorB(y-y)	b	0.340	718.711	1.461	1.781	0.357
Minor (z-z)	b	0.340	373.252	2.027	2.865	0.205
MinorB(z-z)	b	0.340	373.252	2.027	2.865	0.205
Torsional TF	b	0.340	362.929	2.056	2.928	0.199
						Nb,Rd
						521.527
						521.527
						298.707
						298.707
						291.314
MOMENT DESIGN						
	Med	Med,span	Mc,Rd	Mv,Rd	Mn,Rd	Mb,Rd
	Moment	Moment	Capacity	Capacity	Capacity	Capacity
Major (y-y)	-1.818	-1.818	23.199	23.199	23.199	20.075
Minor (z-z)	5.609	5.609	33.466	33.466	33.466	
	Section	Flange	Web	Epsilon	Alpha	Fst
Compactness	Class 4	Class 3	Class 4	0.834	0.714	-0.779
	Curve	AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	Cl
LTB	d	0.760	0.379	0.640	0.865	2.515
						Mcr
						169.353
	Factors	Cmy	Cmz	CmLT	kyy	kyz
		0.400	1.000	1.000	0.478	1.341
						kzy
						0.962
						kxz
						1.341

14.2.4 Briglia Superiore Trave Reticolare Secondaria

14.2.4.1 Verifiche a s.l.u.

Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK (Flexural Details for Combo and Station)							
Units : KN, m, C							
Frame : 751	X Mid: 13.603	Combo: SL003	Design Type: Beam				
Length: 3.225	Y Mid: 4.838	Shape: 2L150X12/8/	Frame Type: DCH-MRF				
Loc : 1.843	Z Mid: 1.100	Class: Class 4	Rolled : Yes				
Country=CEN Default		Combination=Eq. 6.10		Reliability=Class 2			
Interaction=Method 2 (Annex B)		MultiResponse=Envelopes		P-Delta Done? No			
Ignore Seismic Code? Yes		Ignore Special EQ Load? No		D/P Plug Welded? Yes			
GammaM0=1.05	GammaM1=1.05	GammaM2=1.25					
q=4.00	Omega=1.00	GammaCV=1.05					
An/Ag=1.00	RLLF=1.000	PLLF=0.750	D/C Lim=1.000				
Aeff=0.007	eNy=0.002	eNz=0.000					
A=0.007	Iyy=1.474E-05	iyy=0.046	Wel,yy=1.355E-04	Weff,yy=1.346E-04			
It=0.000	Izz=2.899E-05	izz=0.065	Wel,zz=1.882E-04	Weff,zz=1.880E-04			
Iw=0.000	Iyz=0.000	hw=0.150	Wpl,yy=2.501E-04	Av,z=0.003			
E=206000000.0	Iy=338100.000	Iu=485000.000	Wpl,zz=3.151E-04	Av,y=0.004			
Iyz=0.000	Imax=2.899E-05	imax=0.065	Wel,zz,maj=1.882E-04				
Rot= 90 deg	Imin=1.474E-05	imin=0.046	Wel,zz,min=1.355E-04				
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS							
Location	Ned	Med,yy	Med,zz	Ved,z	Ved,y	Ted	
1.843	-650.127	4.255	0.012	-0.030	0.064	-0.620	
FORM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation EC3 6.3.3(4)-6.61)							
D/C Ratio: 0.551 = 0.453 + 0.097 + 0.000 <			1.000 OK				
= NEd/(Chi y NRk/GammaM1) + kyy (My,Ed+NEd eNy)/(Chi LT My,Rk/GammaM1) + kyz (Mz,Ed+NEd eNz)/(Mz,Rk/GammaM1) (EC3 6.3.3(4)-6.61)							
BASIC FACTORS							
Buckling Mode	K Factor	L Factor	Lcr/i				
Major (y-y)	1.000	1.000	70.114				
Major Braced	1.000	1.000	70.114				
Minor (z-z)	1.000	1.000	49.995				
Minor Braced	1.000	1.000	49.995				
LTB	1.000	1.000	49.995				
AXIAL FORCE DESIGN							
	Ned	Nc,Rd	Nt,Rd				
	Force	Capacity	Capacity				
Axial	-650.127	2132.200	2243.374				
	Npl,Rd	Nu,Rd	Ncr,T	Ncr,TF	An/Ag		
	2243.374	2432.876	3482.913	2945.832	1.000		
	Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi Nb,Rd	
Major (y-y)	b	0.340	2881.410	0.881	1.004	0.673 1435.137	
MajorB(y-y)	b	0.340	2881.410	0.881	1.004	0.673 1435.137	
Minor (z-z)	b	0.340	5667.033	0.629	0.770	0.822 1753.695	
MinorB(z-z)	b	0.340	5667.033	0.629	0.770	0.822 1753.695	
Torsional TF	b	0.340	2945.832	0.872	0.994	0.679 1448.359	
MOMENT DESIGN							
	Med	Med,span	Mc,Rd	Mv,Rd	Mn,Rd	Mb,Rd	
	Moment	Moment	Capacity	Capacity	Capacity	Capacity	
Major (y-y)	4.255	4.255	43.336	43.336	43.336	38.737	
Minor (z-z)	0.012	0.129	60.546	60.546	60.546		
	Section	Flange	Web	Epsilon	Alpha	Pst	
Compactness	Class 4	Class 3	Class 4	0.834	1.000	-0.448	
	Curve	AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	C1 Mcr	
LTB	d	0.760	0.340	0.611	0.894	1.026 396.203	
	Factors	Cmy	Cmz	CmLT	kyy	kyz	kzy
		0.993	0.400	0.993	1.219	0.453	0.985
							0.453

14.2.5 Controventi di Falda

14.2.5.1 Verifiche a s.l.u.

Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK (Flexural Details for Combo and Station)								
Units : KN, m, C								
Frame : 36	X Mid: -14.063	Combo: SLU10	Design Type: Beam					
Length: 8.164	Y Mid: 1.613	Shape: L60X8	Frame Type: DCR-MRF					
Loc : 7.204	Z Mid: 1.100	Class: Class 3	Rolled : Yes					
Country=CEN Default		Combination=Eq. 6.10		Reliability=Class 2				
Interaction=Method 2 (Annex B)		MultiResponse=Envelopes		P-Delta Done? No				
Ignore Seismic Code? Yes		Ignore Special EQ Load? No		D/P Plug Welded? Yes				
GammaM0=1.05	GammaM1=1.05	GammaM2=1.25						
q=4.00	Omega=1.00	GammaCV=1.05						
An/Ag=1.00	RLLF=1.000	PLLF=0.750	D/C Lim=1.000					
Aeff=9.029E-04	eNy=0.000	eNz=0.000						
A=9.029E-04	Iyy=0.000	iy=0.018	Wpl,yy=6.890E-06	Weff,yy=6.890E-06				
It=0.000	Izz=0.000	iz=0.018	Wpl,zz=6.890E-06	Weff,zz=6.890E-06				
Iw=0.000	Iyz=0.000	h=0.060	Wpl,yy=1.272E-05	Av,zz=4.800E-04				
E=206000000.0	fy=338100.000	fu=485000.000	Wpl,zz=1.272E-05	Av,yy=4.800E-04				
Iyz=0.000	Imax=0.000	imax=0.023	Wpl,zz,maj=1.097E-05					
Rot= 45 deg	imin=0.000	imin=0.011	Wpl,zz,min=4.677E-06					
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS								
Location	Ned	Med,yy	Med,zz	Ved,z	Ved,y	Ted		
7.204	11.982	0.137	0.000	0.288	0.000	0.000		
M/M DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation EC3 6.3.3(4)-6.62)								
D/C Ratio: 0.452 = 0.000 + 0.452 + 0.000 < 1.000 OK								
= Ned / (Chi z NRk / GammaM1) + kry (My,Ed + Ned eNy) / (Chi LT My, Rk / GammaM1) + kzz (Mz,Ed + Ned eNz) / (Mz, Rk / GammaM1) (EC3 6.3.3(4)-6.62)								
BASIC FACTORS								
Buckling Mode	K Factor	L Factor	Lcr/i					
Major (y-y)	1.000	1.000	454.363					
Major Braced	1.000	1.000	454.363					
Minor (z-z)	1.000	1.000	715.081					
Minor Braced	1.000	1.000	715.081					
LTB	1.000	1.000	454.363					
AXIAL FORCE DESIGN								
	Ned	Nc, Rd	Nt, Rd					
Axial	Force	Capacity	Capacity					
	11.982	290.734	290.734					
	Npl, Rd	Nu, Rd	Ncr, T	Ncr, TF	An/Ag			
	290.734	315.293	1475.571	14.143	1.000			
	Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb, Rd	
Major (y-y)	b	0.340	14.194	4.638	12.008	0.043	12.595	
MajorB (y-y)	b	0.340	14.194	4.638	12.008	0.043	12.595	
Minor (z-z)	b	0.340	3.590	9.221	44.550	0.011	3.299	
MinorB (z-z)	b	0.340	3.590	9.221	44.550	0.011	3.299	
Torsional TF	b	0.340	14.143	4.646	12.048	0.043	12.551	
MOMENT DESIGN								
	Med	Med, span	Nc, Rd	Mv, Rd	Mn, Rd	Mb, Rd		
	Moment	Moment	Capacity	Capacity	Capacity	Capacity		
Major (y-y)	0.137	0.583	2.218	2.218	2.218	1.290		
Minor (z-z)	0.000	0.000	2.218	2.218	2.218			
	Section	Flange	Web	Epsilon	Alpha	Psi		
Compactness	Class 3	Class 3	Class 3	0.834	0.463	-1.079		
	Curve	AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	C1	Ncr	
LTB	d	0.760	0.797	1.044	0.582	1.000	3.669	
	Factors	Cmy	Cmz	CmLT	kyy	kyz	kzy	kzz
		1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000

14.2.6 Puntoni

14.2.6.1 Verifiche a s.l.u.

Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK (Flexural Details for Combo and Station)						
Units : KN, m, C						
Frame : 366	X Mid: -16.875	Combo: SLU11	Design Type: Brace			
Length: 3.597	Y Mid: 12.900	Shape: 2L100X10/H/	Frame Type: DCH-MRF			
Loc : 0.000	Z Mid: -1.535	Class: Class 4	Rolled : Yes			
Country=CEN Default		Combination=Eq. 6.10		Reliability=Class 2		
Interaction=Method 2 (Annex B)		MultiResponse=Envelopes		F-Delta Done? No		
Ignore Seismic Code? Yes		Ignore Special EQ Load? No		D/F Plug Welded? Yes		
GammaM0=1.05	GammaM1=1.05	GammaM2=1.25				
q=4.00	Omega=1.00	GammaCV=1.05				
An/Ag=1.00	ELLF=1.000	PLLF=0.750	D/C Lim=1.000			
Aeff=0.004	eNy=0.000	eNz=0.000				
A=0.004	Iyy=3.533E-06	iyy=0.030	Wel,yy=4.922E-05	Weff,yy=4.922E-05		
It=0.000	Izz=7.511E-06	izz=0.044	Wel,zz=7.222E-05	Weff,zz=7.222E-05		
Iw=0.000	Iyz=0.000	hw=0.100	Wpl,yy=9.095E-05	Av, z=0.002		
E=206000000.0	fy=338100.000	fu=485000.000	Wpl,zz=1.234E-04	Av, y=0.002		
Iyz=0.000	Imax=7.511E-06	imax=0.044	Wel,zz,maj=7.222E-05			
Rot= 90 deg	Imin=3.533E-06	imin=0.030	Wel,zz,min=4.922E-05			
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS						
Location	Ned	Med,yy	Med,zz	Ved,z	Ved,y	Ted
0.000	-231.262	0.000	0.000	-0.367	-1.961	0.000
M/M DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation EC3 6.3.3(4)-6.61)						
D/C Ratio: 0.676 = 0.564 + 0.030 + 0.082 < 1.000 OK						
= NEd / (Chi_y NRk / GammaM1) + kyy (My,Ed + NEd eNy) / (Chi_LT My,Rk / GammaM1) + kyz (Mz,Ed + NEd eNz) / (Mz,Rk / GammaM1) [EC3 6.3.3(4)-6.61]						
BASIC FACTORS						
Buckling Mode	K Factor	L Factor	Lcr/i			
Major (y-y)	1.000	1.000	118.457			
Major Braced	1.000	1.000	118.457			
Minor (z-z)	1.000	1.000	81.242			
Minor Braced	1.000	1.000	81.242			
LTB	1.000	1.000	81.242			
AXIAL FORCE DESIGN						
	Ned	Nc,Rd	Nt,Rd			
	Force	Capacity	Capacity			
Axial	-231.262	1233.582	1233.582			
	Npl,Rd	Nu,Rd	Ncr,T	Ncr,TF	An/Ag	
	1233.582	1337.785	2922.684	1078.691	1.000	
	Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi
Major (y-y)	b	0.340	555.084	1.528	1.892	0.332
MajorB (y-y)	b	0.340	555.084	1.528	1.892	0.332
Minor (z-z)	b	0.340	1180.084	1.048	1.193	0.567
MinorB (z-z)	b	0.340	1180.084	1.048	1.193	0.567
Torsional TF	b	0.340	1078.691	1.096	1.253	0.538
						Nb,Rd
						409.903
						409.903
						699.564
						699.564
						663.344
MOMENT DESIGN						
	Med	Med,span	Mc,Rd	Mv,Rd	Mn,Rd	Mh,Rd
	Moment	Moment	Capacity	Capacity	Capacity	Capacity
Major (y-y)	0.000	0.330	15.849	15.849	15.849	14.157
Minor (z-z)	0.000	1.684	23.255	23.255	23.255	
	Section	Flange	Web	Epsilon	Alpha	Psi
Compactness	Class 4	Class 3	Class 4	0.834	0.842	-0.643
	Curve	AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	Ci
LTB	d	0.760	0.341	0.612	0.893	1.316
						Mcr
						143.212
	Factors	Cmy	Cmz	CmLT	kyy	kyz
		0.950	0.950	0.950	1.272	1.138
						kzy
						0.976
						kxz
						1.138

14.3 COMPORTAMENTO GLOBALE DELLA STRUTTURA

14.3.1 Modi Propri di Vibrare

I modi propri di vibrare della struttura sono stati determinati in modo tale che la percentuale di massa eccitata della struttura fosse almeno pari all'85% del totale per ogni direzione fondamentale in accordo con quanto enunciato nel D.M. 14/01/2008.

Nel caso in esame i risultati ottenuti sono i seguenti:

Prima forma modale: $f_1 = 1.3\text{Hz}$

Seconda forma modale: $f_2 = 1.5\text{Hz}$

A titolo esemplificativo si riportano le configurazioni deformate della struttura riguardante i principali modi di vibrare:

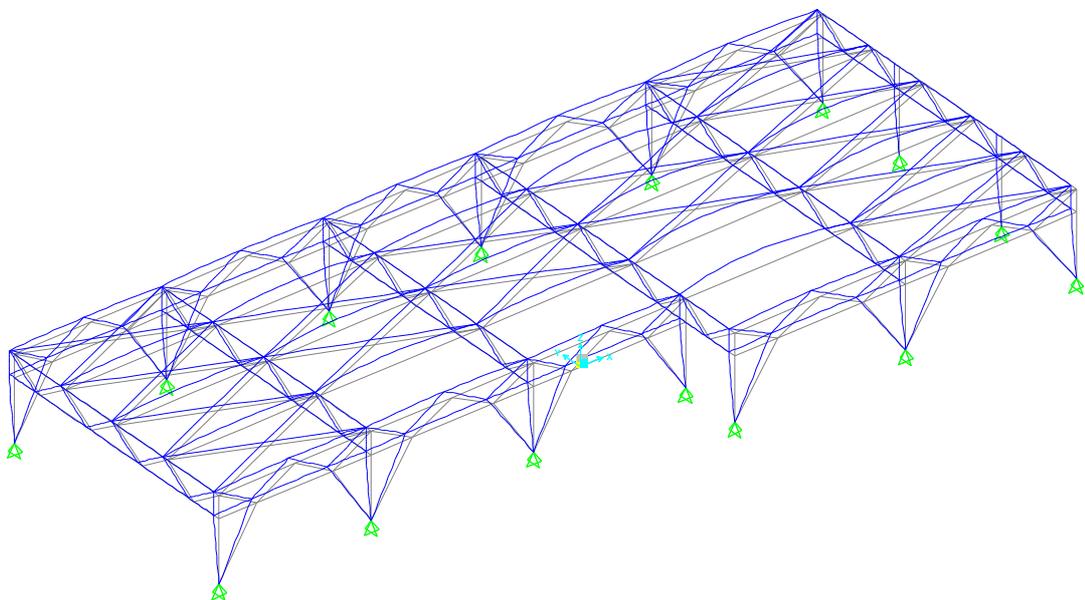


Figura 14.2: Deformata del Primo Modo di Vibrare

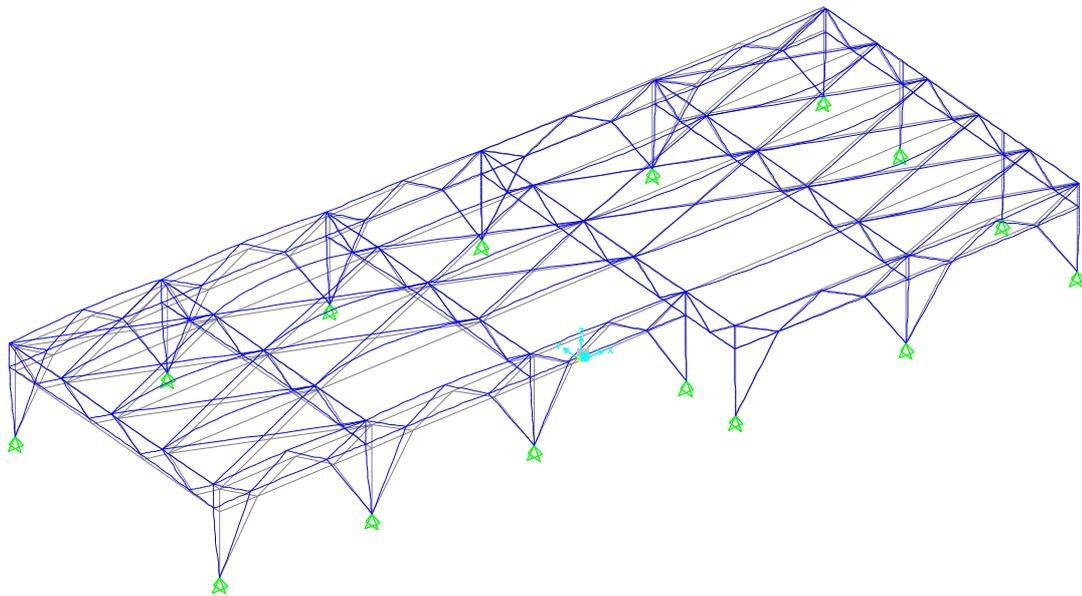


Figura 14.3: Deformata del Secondo Modo di Vibrare

14.3.2 Verifica di Stabilità Globale e delle Imperfezioni

Secondo quanto previsto al §4.2.3.4 delle NTC_08 gli effetti del secondo ordine, causati dall'instabilità globale della struttura, possono essere trascurati nel caso in cui risulti:

$$\alpha_{cr} = \frac{F_{cr}}{F_{Ed}} \geq 10$$

Dove α_{cr} è il moltiplicatore dei carichi applicati che induce l'instabilità globale della struttura.

Dall'analisi di Buckling condotta con il software di calcolo Sap2000 il minimo moltiplicatore critico dei carichi corrispondente alla prima forma di instabilità globale della struttura risulta:

$$\alpha_{cr} = 15 \geq 10$$

La verifica è soddisfatta, quindi gli effetti del secondo ordine dovuti all'instabilità globale non sono stati presi in considerazione. Secondo quanto previsto in §4.2.3.5, potendo trascurare gli effetti del secondo ordine, è possibile trascurare la curvatura iniziale degli elementi strutturali.

Nella verifica dei singoli elementi strutturali, non dovendo tenere conto degli effetti del secondo ordine, gli effetti delle imperfezioni locali sono da considerarsi inclusi implicitamente nelle formule di verifica di stabilità.

15 EDIFICIO OFFICINA E SPOGLIATOIO

15.1 DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO

L'edificio officina e spogliatoio è costituito da due corpi solidarizzati, aventi struttura diversa. La parte dedicata a officina è composta da una successione di 4 travi reticolari di 14.4m di luce, distanziate 5.5m. L'altezza libera interna è di circa 7.5m. L'officina presenta al suo interno anche la via di corsa di un carroponete, dimensionata per parte di spogliatoio, invece, è costituita da elementi verticali HeA220 (disposizione in pianta circa 5.1m x 4.8m), e si sviluppa su un'altezza di circa 4.5m.

Si riporta per maggiore chiarezza una immagine del modello di calcolo:

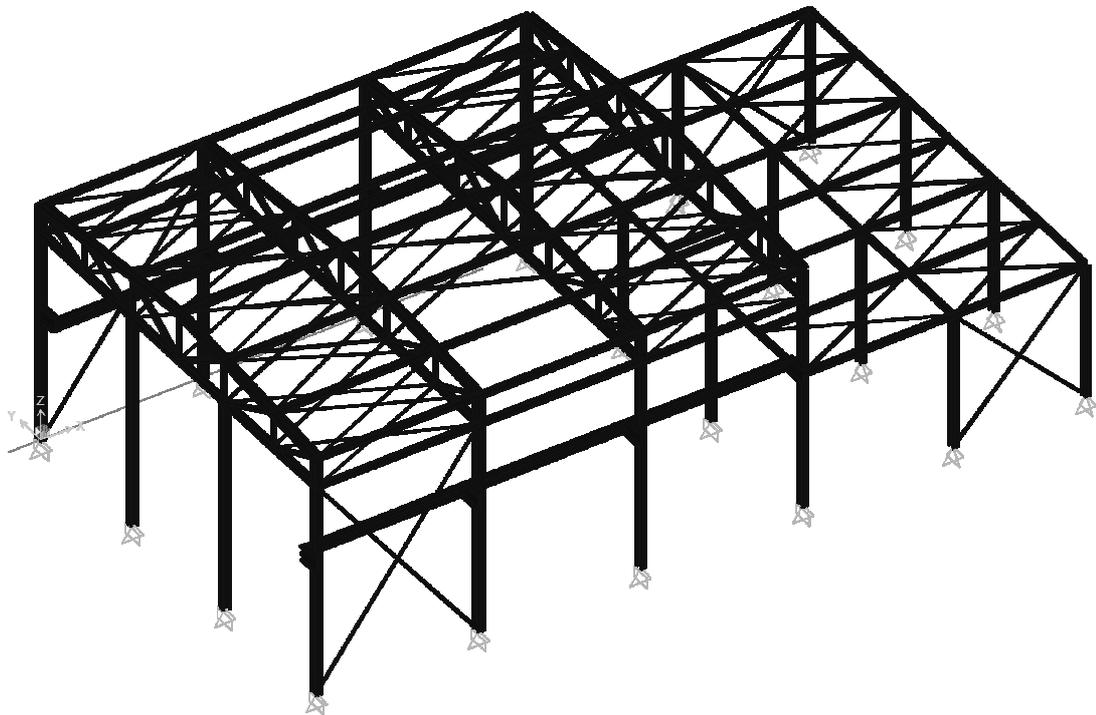


Figura 15.1: Modello Fem dell'Edificio Officina

15.2 VERIFICHE

Si riporta nel seguito la verifica degli elementi strutturali maggiormente sollecitati per ciascuna tipologia strutturale.

15.2.1 Colonne HeB240

15.2.1.1 Verifiche a s.l.u.

Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK (Flexural Details for Combo and Station)								
Units : KN, m, C								
Frame : 197	X Mid: 5.500	Combo: U.L.S.18 WIND -Y-Design Type: Column						
Length: 7.405	Y Mid: -14.399	Shape: HE240B						
Loc : 7.405	Z Mid: 3.702	Class: Class 1						
		Frame Type: DCH-MRF						
		Rolled : Yes						
Country=CEN Default		Combination=Eq. 6.10			Reliability=Class 2			
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=1.000					
Aeff=0.011	eNy=0.000	eNz=0.000						
A=0.011	Iyy=1.126E-04	Iyy=0.103	Wel,yy=9.383E-04	Weff,yy=9.383E-04				
It=1.040E-06	Izz=3.923E-05	Izz=0.061	Wel,zz=3.269E-04	Weff,zz=3.269E-04				
Iw=0.000	Iyz=0.000	h=0.240	Wpl,yy=0.001	Av, z=0.009				
E=206000000.0	fy=355000.000	fu=510000.000	Wpl,zz=4.980E-04	Av, y=0.003				
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS								
Location	Ned	Med,yy	Med,zz	Ved,z	Ved,y	Ted		
7.405	-85.201	89.109	0.000	-35.492	-0.606	-0.012		
PM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation EC3 6.2.9.1(6y))								
D/C Ratio: 0.250 = 0.250 < 1.000 OK								
= (My,Ed/Mn,y,Rd) (EC3 6.2.9.1(6y))								
BASIC FACTORS								
Buckling Mode	K Factor	L Factor	Lcr/l					
Major (y-y)	1.000	0.621	44.631					
Major Braced	1.000	0.621	44.631					
Minor (z-z)	1.000	1.000	121.721					
Minor Braced	1.000	1.000	121.721					
LTB	1.000	1.000	121.721					
AXIAL FORCE DESIGN								
	Ned	Nc,Rd	Nt,Rd					
	Force	Capacity	Capacity					
Axial	-85.201	3583.810	3583.810					
	Npl,Rd	Nu,Rd	Ncr,T	Ncr,TF	An/Ag			
	3583.810	3892.320	7015.282	7015.282	1.000			
	Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb,Rd	
Major (y-y)	b	0.340	10819.076	0.590	0.740	0.842	3018.166	
MajorB(y-y)	b	0.340	10819.076	0.590	0.740	0.842	3018.166	
Minor (z-z)	c	0.490	1454.603	1.608	2.139	0.282	1010.112	
MinorB(z-z)	c	0.490	1454.603	1.608	2.139	0.282	1010.112	
Torsional TF	c	0.490	7015.282	0.732	0.899	0.705	2524.957	
MOMENT DESIGN								
	Med	Med,span	Mc,Rd	Mv,Rd	Mn,Rd	Mb,Rd		
	Moment	Moment	Capacity	Capacity	Capacity	Capacity		
Major (y-y)	89.109	0.000	356.014	356.014	356.014	310.939		
Minor (z-z)	0.000	-3.891	168.371	168.371	168.371			
	Section	Flange	Web	Epsilon	Alpha	Fai		
Compactness	Class 1	Class 1	Class 1	0.814	0.573	-0.955		
	Curve	AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	C1	Mcr	
LTB	a	0.210	0.642	0.752	0.873	2.373	907.252	
	Factors	Cmy	Cmz	ChiLT	kyy	kyz	kzy	kzz
		0.606	0.661	0.400	0.613	0.444	0.944	0.739

15.2.2 Colonne HeA220

15.2.2.1 Verifiche a s.l.u.

Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK (Flexural Details for Combo and Station)						
Units : KN, m, C						
Frame : 149	X Mid: 26.100	Combo: U.L.S.17_WIND -Y_Design Type: Column				
Length: 4.700	Y Mid: -4.999	Shape: HE220A Frame Type: DCH-MRF				
Loc : 4.700	Z Mid: 2.350	Class: Class 2 Rolled : Yes				
Country=CEN Default		Combination=Eq. 6.10		Reliability=Class 2		
Interaction=Method 2 (Annex B)		MultiResponse=Envelopes		F-Delta Done? No.		
GammaM0=1.05	GammaM1=1.05	GammaM2=1.25		D/C Lim=1.000		
An/Ag=1.00	RLLP=1.000	PLLP=0.750				
Aeff=0.006	eNy=0.000	eNz=0.000				
A=0.006	Iyy=5.410E-05	Iyy=0.092		Wei,yy=5.152E-04	Weff,yy=5.152E-04	
It=0.000	Izz=1.955E-05	Izz=0.055		Wei,zz=1.777E-04	Weff,zz=1.777E-04	
Iw=0.000	Iyz=0.000	hw=0.210		Wpl,yy=5.680E-04	Av,x=0.005	
E=206000000.0	fy=355000.000	fu=510000.000		Wpl,zz=2.710E-04	Av,y=0.002	
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS						
Location	Ned	Med,yy	Med,zz	Ved,z	Ved,y	Ted
4.700	-37.320	0.000	0.000	-4.108	16.606	0.000
PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation EC3 6.3.3(4)-6.62)						
D/C Ratio: 0.363 = 0.036 + 0.113 + 0.213 < 1.000 OK						
= NEd / (Chi z NRk / GammaM1) + kzy (My,Ed + NEd eNy) / (Chi LT My, Rk / GammaM1) + kxz (Mz,Ed + NEd eNz) / (Mz, Rk / GammaM1) (EC3 6.3.3(4)-6.62)						
BASIC FACTORS						
Buckling Mode	K Factor	I. Factor	Lcr/i			
Major (y-y)	2.459	1.000	125.980			
Major Braced	0.900	1.000	46.138			
Minor (z-z)	1.000	1.000	85.237			
Minor Braced	1.000	1.000	85.237			
LTB	1.000	1.000	85.237			
AXIAL FORCE DESIGN						
	Ned	Nc,Rd	Nt,Rd			
	Force	Capacity	Capacity			
Axial	-37.320	2173.952	2173.952			
	Npl,Rd	Nu,Rd	Ncr,T	Ncr,TF	An/Ag	
	2173.952	2361.096	3533.587	3533.587	1.000	
	Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi
Major (y-y)	b	0.340	823.706	1.665	2.135	0.288
MajorB(y-y)	b	0.340	6141.351	0.610	0.755	0.832
Minor (z-z)	c	0.490	1799.362	1.126	1.361	0.470
MinorB(z-z)	c	0.490	1799.362	1.126	1.361	0.470
Torsional TF	c	0.490	3533.587	0.804	0.971	0.660
						Nb,Rd
						626.364
						1809.125
						1022.701
						1022.701
						1434.396
MOMENT DESIGN						
	Med	Med,span	Mc,Rd	Mv,Rd	Mn,Rd	Mb,Rd
	Moment	Moment	Capacity	Capacity	Capacity	Capacity
Major (y-y)	0.000	-19.305	192.038	192.038	192.038	168.625
Minor (z-z)	0.000	19.561	91.624	91.624	91.624	
	Section	Flange	Web	Epsilon	Alpha	Fst
Compactness	Class 2	Class 2	Class 1	0.814	0.549	-0.967
	Curve	AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	C1
LTB	a	0.210	0.638	0.744	0.878	1.880
						Mcr
						507.348
	Factors Cmy	Csz	CaLT	kyy	kyz	kzy
	0.600	0.950	0.600	0.605	0.599	0.990
						kxz
						0.999

15.2.3 Briglia Superiore Trave Reticolare

15.2.3.1 Verifiche a s.l.u.

Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK (Flexural Details for Combo and Station)						
Units : kN, m, C						
Frame : 110	X Mid: 16.500	Combo: U.L.S.25	Design Type: Brace			
Length: 2.413	Y Mid: -8.401	Shape: 2L180X15/8/	Frame Type: DCH-MRF			
Loc : 0.000	Z Mid: 9.002	Class: Class 4	Rolled : Yes			
Country=CEN Default		Combination=Eq. 6.10	Reliability=Class 2			
Interaction=Method 2 (Annex B)		MultiResponse=Envelopes	F-Delta Done? No			
GammaM0=1.05	GammaM1=1.05	GammaM2=1.25	D/C Lim=1.000			
An/Ag=1.00	ELLF=1.000	PLLF=0.750				
Aeff=0.010	eNy=0.002	eNz=0.000	Wei,yy=2.440E-04	Weff,yy=2.440E-04		
A=0.010	Iyy=3.177E-05	iyy=0.055	Wei,zz=3.367E-04	Weff,zz=3.364E-04		
It=0.000	Izz=6.195E-05	izz=0.077	Wpl,yy=4.487E-04	Av,z=0.004		
Iw=0.000	Iyz=0.000	h=0.180	Wpl,zz=5.608E-04	Av,y=0.005		
E=206000000.0	fy=355000.000	fu=510000.000				
Iyz=0.000	Inax=6.195E-05	inax=0.077	Wei,zz,maj=3.367E-04			
Rot= 90 deg	Imin=3.177E-05	imin=0.055	Wei,zz,min=2.440E-04			
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS						
Location	Ned	Med,yy	Med,zz	Ved,z	Ved,y	Ted
0.000	-203.795	-2.029	87.583	-5.105	43.748	5.417
PMI DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation EC3 6.2.9.3(2))						
D/C Ratio: 0.859 = 0.060 + 0.029 + 0.770 < 1.000 OK						
= NRd/(Aeff fy/GammaM0) + (My,Ed+NEd eNy)/(Weff,y,min fy/GammaM0) + (Mz,Ed+NEd eNz)/(Weff,z,min fy/GammaM0) {EC3 6.2.9.3(2)}						
BASIC FACTORS						
Buckling Mode	K Factor	L Factor	Lcr/i			
Major (y-y)	1.000	1.000	43.697			
Major Braced	1.000	1.000	43.697			
Minor (z-z)	1.000	1.000	31.292			
Minor Braced	1.000	1.000	31.292			
LTB	1.000	1.000	31.292			
AXIAL FORCE DESIGN						
	Ned	Nc,Rd	Nt,Rd			
Axial	Force	Capacity	Capacity			
	-203.795	3387.619	3522.952			
	Npl,Rd	Nu,Rd	Ncr,T	Ncr,TF	An/Ag	
	3522.952	3826.224	5683.410	5382.345	1.000	
	Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi
Major (y-y)	b	0.340	11095.228	0.566	0.723	0.854
MajorB(y-y)	b	0.340	11095.228	0.566	0.723	0.854
Minor (z-z)	b	0.340	21635.171	0.405	0.617	0.924
MinorB(z-z)	b	0.340	21635.171	0.405	0.617	0.924
Torsional TF	b	0.340	5382.345	0.813	0.935	0.716
MOMENT DESIGN						
	Med	Med,span	Mc,Rd	Mv,Rd	Mn,Rd	Mb,Rd
Major (y-y)	Moment	Moment	Capacity	Capacity	Capacity	Capacity
Minor (z-z)	-2.029	-2.029	82.511	82.511	82.511	81.374
	87.583	87.583	113.735	113.735	113.735	
	Section	Flange	Web	Epsilon	Alpha	Psi
Compactness	Class 4	Class 3	Class 4	0.814	0.606	-0.890
	Curve	AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	Cl
LTB	d	0.760	0.218	0.530	0.986	1.587
	Factors	Cmy	CmLT	kyy	kyz	kzy
		0.902	0.516	0.902	0.923	0.526
						kxz
						0.526

15.2.4 Arcareccio

15.2.4.1 Verifiche a s.l.u.

Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK (Flexural Details for Combo and Station)							
Units : KN, m, C							
Frame : 110	X Mid: 16.500	Combo: U.L.S.25	Design Type: Brace				
Length: 2.413	Y Mid: -8.401	Shape: 2L180X15/8/	Frame Type: DCH-MRF				
Loc : 0.000	Z Mid: 9.002	Class: Class 4	Rolled : Yes				
Country=CEN Default		Combination=Eq. 6.10	Reliability=Class 2				
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=1.000				
Aeff=0.010	eNy=0.002	eNz=0.000					
A=0.010	Iyy=3.177E-05	iyy=0.055	Wel,yy=2.440E-04	Weff,yy=2.440E-04			
It=0.000	Izz=6.195E-05	izz=0.077	Wel,zz=3.367E-04	Weff,zz=3.364E-04			
Iw=0.000	Iyz=0.000	h=0.180	Wpl,yy=4.487E-04	Av, z=0.004			
E=206000000.0	fy=355000.000	fu=510000.000	Wpl,zz=5.608E-04	Av, y=0.005			
Tyz=0.000	Imax=6.195E-05	imax=0.077	Wel,zz,maj=3.367E-04				
Rot= 90 deg	Imin=3.177E-05	imin=0.055	Wel,zz,min=2.440E-04				
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS							
Location	Ned	Med,yy	Med,zz	Ved,z	Ved,y	Ted	
0.000	-203.795	-2.029	87.583	-5.105	43.748	5.417	
M/M DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation EC3 6.2.9.3(2))							
D/C Ratio: 0.859 = 0.060 + 0.029 + 0.770 < 1.000 OK							
= Ned/(Aeff fy/GammaM0) + (My,Ed+NEd eNy)/(Weff,y,min fy/GammaM0) + (Mz,Ed+NEd eNz)/(Weff,z,min fy/GammaM0) (EC3 6.2.9.3(2))							
BASIC FACTORS							
Buckling Mode	K Factor	L Factor	Lcr/l				
Major (y-y)	1.000	1.000	43.697				
Major Braced	1.000	1.000	43.697				
Minor (z-z)	1.000	1.000	31.292				
Minor Braced	1.000	1.000	31.292				
LTB	1.000	1.000	31.292				
AXIAL FORCE DESIGN							
	Ned	Nc,Rd	Nt,Rd				
	Force	Capacity	Capacity				
Axial	-203.795	3387.619	3522.952				
	Npl,Rd	Nu,Rd	Ncr,T	Ncr,TF	An/Ag		
	3522.952	3826.224	5693.410	5382.345	1.000		
	Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb,Rd
Major (y-y)	b	0.340	11095.228	0.566	0.723	0.854	2891.881
MajorB (y-y)	b	0.340	11095.228	0.566	0.723	0.854	2891.881
Minor (z-z)	b	0.340	21635.171	0.405	0.617	0.924	3129.807
MinorB (z-z)	b	0.340	21635.171	0.405	0.617	0.924	3129.807
Torsional TF	b	0.340	5382.345	0.813	0.925	0.716	2427.019
MOMENT DESIGN							
	Med	Med,span	Mc,Rd	Mv,Rd	Mn,Rd	Mb,Rd	
	Moment	Moment	Capacity	Capacity	Capacity	Capacity	
Major (y-y)	-2.029	-2.029	82.511	82.511	82.511	81.374	
Minor (z-z)	87.583	87.583	113.735	113.735	113.735		
	Section	Flange	Web	Epsilon	Alpha	Psi	
	Class 4	Class 3	Class 4	0.814	0.606	-0.890	
	Curve	AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	Cl	Mcr
LTB	d	0.760	0.218	0.530	0.986	1.587	1830.845
	Factors: Cmy	Cmz	CmLT	kyy	kyz	kzy	kzz
	0.902	0.518	0.902	0.923	0.526	0.998	0.526

15.2.5 Controventi di Falda (solo tesi)

15.2.5.1 Verifiche a s.l.u.

Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK (Flexural Details for Combo and Station)						
Units : KN, m, C						
Frame : 20	X Mid: 2.750	Combo: U.L.S.3_WIND_Y_PRDesign Type: Brace				
Length: 6.006	Y Mid: -8.401	Shape: L60X6				
Loc : 3.003	Z Mid: 9.002	Class: Class 4				
		Frame Type: DCH-MRF			Reliability=Class 2	
		Rolled : Yes			F-Delta Done? No	
Country=CEN Default		Combination=Eq. 6.10			Reliability=Class 2	
Interaction=Method 2 (Annex B)		MultiResponse=Envelopes			F-Delta Done? No	
GammaM0=1.05	GammaM1=1.05	GammaM2=1.25				
An/Ag=1.00	PLLF=1.000	PLLF=0.750	D/C Lim=1.000			
Aeff=6.909E-04	eNy=0.000	eNz=0.000				
A=6.909E-04	Iyy=0.000	Iyy=0.018	Wel,yy=5.284E-06	Weff,yy=5.305E-06		
It=0.000	Izz=0.000	Izz=0.018	Wel,zz=5.284E-06	Weff,zz=5.305E-06		
Iw=0.000	Iyz=0.000	h=0.060	Wpl,yy=9.823E-06	Av,z=3.600E-04		
E=206000000.0	fy=355000.000	fu=510000.000	Wpl,zz=9.823E-06	Av,y=3.600E-04		
Iyz=0.000	Imax=0.000	imax=0.023	Wel,zz,maj=8.627E-06			
Rot= 45 deg	Imin=0.000	imin=0.011	Wel,zz,min=3.726E-06			
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS						
Location	Ned	Med,yy	Med,zz	Ved,z	Ved,y	Ted
3.003	-1.433	0.185	0.000	0.000	0.000	0.000
PMN DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation EC3 6.3.3(4)-6.62)						
D/C Ratio: 0.486 = 0.312 + 0.174 + 0.000			OK			
			= NEd / (Chi_z NRk / GammaM1) + kzy (My,Ed + NEd eNy) / (Chi_LT My,Rk / GammaM1) + kxz (Mz,Ed + NEd eNz) / (Mz,Rk / GammaM1) [EC3 6.3.3(4)-6.62]			
BASIC FACTORS						
Buckling Mode	K Factor	L Factor	Lcr/i			
Major (y-y)	1.000	1.000	330.688			
Major Braced	1.000	1.000	330.688			
Minor (z-z)	1.000	1.000	526.826			
Minor Braced	1.000	1.000	526.826			
LTB	1.000	1.000	330.688			
AXIAL FORCE DESIGN						
	Ned	Nc,Rd	Nt,Rd			
	Force	Capacity	Capacity			
Axial	-1.433	233.590	233.590			
	Npl,Rd	Nu,Rd	Ncr,T	Ncr,TF	An/Ag	
	233.590	253.698	617.074	20.369	1.000	
	Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi
Major (y-y)	b	0.340	20.630	3.448	6.997	0.076
MajorB(y-y)	b	0.340	20.630	3.448	6.997	0.076
Minor (z-z)	b	0.340	5.061	6.961	25.880	0.020
MinorB(z-z)	b	0.340	5.061	6.961	25.880	0.020
Torsional TF	b	0.340	20.369	3.470	7.076	0.076
	Nb,Rd					
Major (y-y)	17.852					
MajorB(y-y)	17.852					
Minor (z-z)	4.598					
MinorB(z-z)	4.598					
Torsional TF	17.638					
MOMENT DESIGN						
	Med	Med,span	Mc,Rd	Mv,Rd	Mn,Rd	Mb,Rd
	Moment	Moment	Capacity	Capacity	Capacity	Capacity
Major (y-y)	0.185	0.185	1.794	1.794	1.794	1.034
Minor (z-z)	0.000	0.000	1.794	1.794	1.794	
	Section	Flange	Web	Epsilon	Alpha	Fsi
	Class 4	Class 3	Class 4	0.814	0.506	-0.988
	Curve	AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	Cl
LTB	d	0.760	0.806	1.055	0.576	1.000
	Mcr					
LTB	2.890					
	Factors Cmy	Cmz	CmLT	kyy	kyz	kzy
	0.934	1.000	0.934	0.979	1.187	0.977
	kxz					
	1.187					

15.2.6 Controventi Verticali (solo tesi)

15.2.6.1 Verifiche a s.l.u.

Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK (Flexural Details for Combo and Station)								
Units : KN, m, C								
Frame : 259	X Mid: 23.850	Combo: U.L.S.27 WIND -Y Design Type: Brace						
Length: 6.507	Y Mid: 8.003E-04	Shape: TUBO-D101.6X3.6 Frame Type: DCH-MRF						
Loc : 3.253	Z Mid: 2.350	Class: Class 1 Rolled : Yes						
Country=CEN Default		Combination=Eq. 6.10		Reliability=Class 2				
Interaction=Method 2 (Annex B)		MultiResponse=Envelopes		P-Delta Done? No				
GammaM0=1.05	GammaM1=1.05	GammaM2=1.25						
An/Ag=1.00	RIIF=1.000	PLIF=0.750	D/C Lim=1.000					
Aeff=0.001	eNy=0.000	eNz=0.000						
A=0.001	Iyy=1.332E-06	iyy=0.035	Wel,yy=2.622E-05	Weff,yy=2.622E-05				
It=2.661E-06	Izz=1.332E-06	izz=0.035	Wel,zz=2.622E-05	Weff,zz=2.622E-05				
Iw=0.000	Iyz=0.000	h=0.102	Wpl,yy=3.459E-05	Av,zz=7.054E-04				
E=206000000.0	fy=355000.000	fu=510000.000	Wpl,zz=3.459E-05	Av,yy=7.054E-04				
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS								
Location	Ned	Med,yy	Med,zz	Ved,z	Ved,y	Ted		
3.253	55.425	0.318	-2.580	0.000	0.000	0.000		
PM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation EC3 6.2.1(7))								
D/C Ratio: 0.370 = 0.148 + sqrt[(0.027)^2 + (0.221)^2] < 1.000 OK								
= (NEd/NRd) + sqrt[(My,Ed/My,Rd)^2 + (Mz,Ed/Mz,Rd)^2] (EC3 6.2.1(7))								
BASIC FACTORS								
Buckling Mode	K Factor	L Factor	Lcr/l					
Major (y-y)	1.000	1.000	187.669					
Major Braced	1.000	1.000	187.669					
Minor (z-z)	1.000	1.000	187.669					
Minor Braced	1.000	1.000	187.669					
LTB	1.000	1.000	187.669					
AXIAL FORCE DESIGN								
	Ned	Nc,Rd	Nt,Rd					
	Force	Capacity	Capacity					
Axial	55.425	374.610	374.610					
	Npl,Rd	Nu,Rd	Ncr,T	Ncr,TF	An/Ag			
	374.610	406.858	87688.832	63.962	1.000			
	Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb,Rd	
Major (y-y)	a	0.210	63.962	2.480	3.814	0.149	55.810	
MajorB(y-y)	a	0.210	63.962	2.480	3.814	0.149	55.810	
Minor (z-z)	a	0.210	63.962	2.480	3.814	0.149	55.810	
MinorB(z-z)	a	0.210	63.962	2.480	3.814	0.149	55.810	
Torsional TF	a	0.210	63.962	2.480	3.814	0.149	55.810	
MOMENT DESIGN								
	Med	Med,span	Mc,Rd	Mv,Rd	Mn,Rd	Mb,Rd		
	Moment	Moment	Capacity	Capacity	Capacity	Capacity		
Major (y-y)	0.318	0.318	11.695	11.695	11.695	11.695		
Minor (z-z)	-2.580	-2.580	11.695	11.695	11.695	11.695		
	Section	Flange	Web	Epsilon	Alpha	Fai		
Compactness	Class 1	Class 1	Class 1	0.814	0.287	-1.282		
	Curve	AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	Ci	Mcr	
LTB	d	0.760	0.283	0.572	0.936	1.316	152.797	
	Factors	Cmy	Cmz	CnLT	kyy	kyz	kzy	kzz
		1.000	1.000	1.000	1.000	0.600	0.600	1.000

15.3 COMPORTAMENTO GLOBALE DELLA STRUTTURA

15.3.1 Modi Propri di Vibrare

I modi propri di vibrare della struttura sono stati determinati in modo tale che la percentuale di massa eccitata della struttura fosse almeno pari all'85% del totale per ogni direzione fondamentale in accordo con quanto enunciato nel D.M. 14/01/2008.

Nel caso in esame i risultati ottenuti sono i seguenti:

Prima forma modale: $f_1 = 1.5\text{Hz}$

Seconda forma modale: $f_2 = 2.2\text{Hz}$

A titolo esemplificativo si riportano le configurazioni deformate della struttura riguardante i principali modi di vibrare:

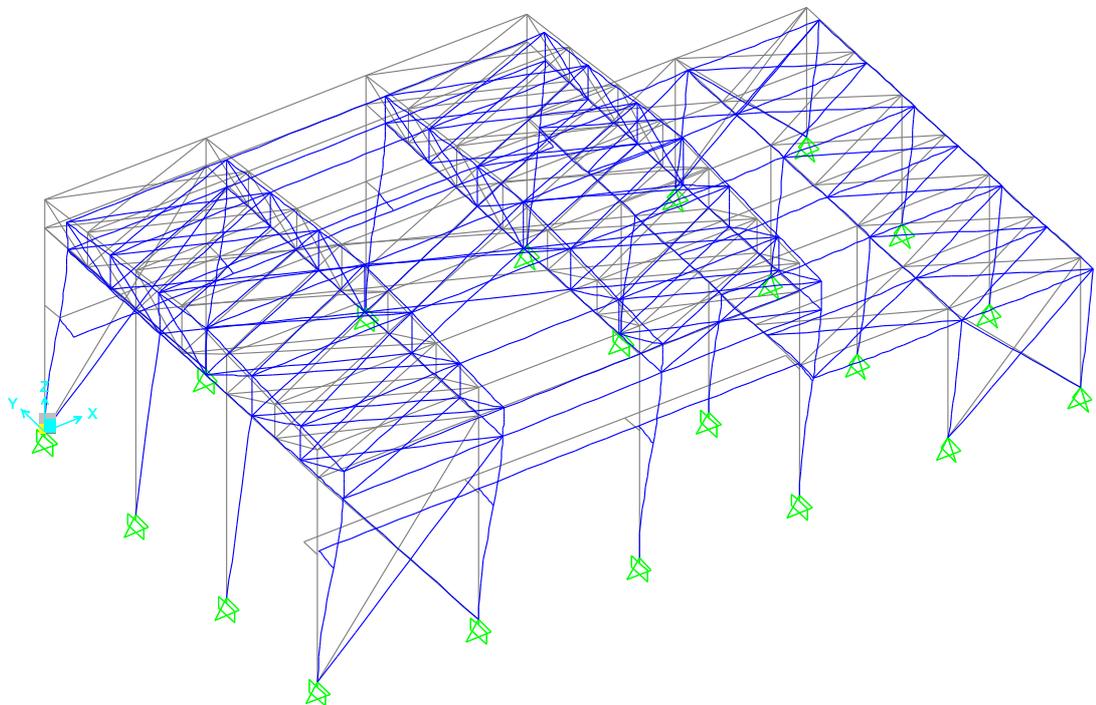


Figura 15.2: Deformata del Primo Modo di Vibrare

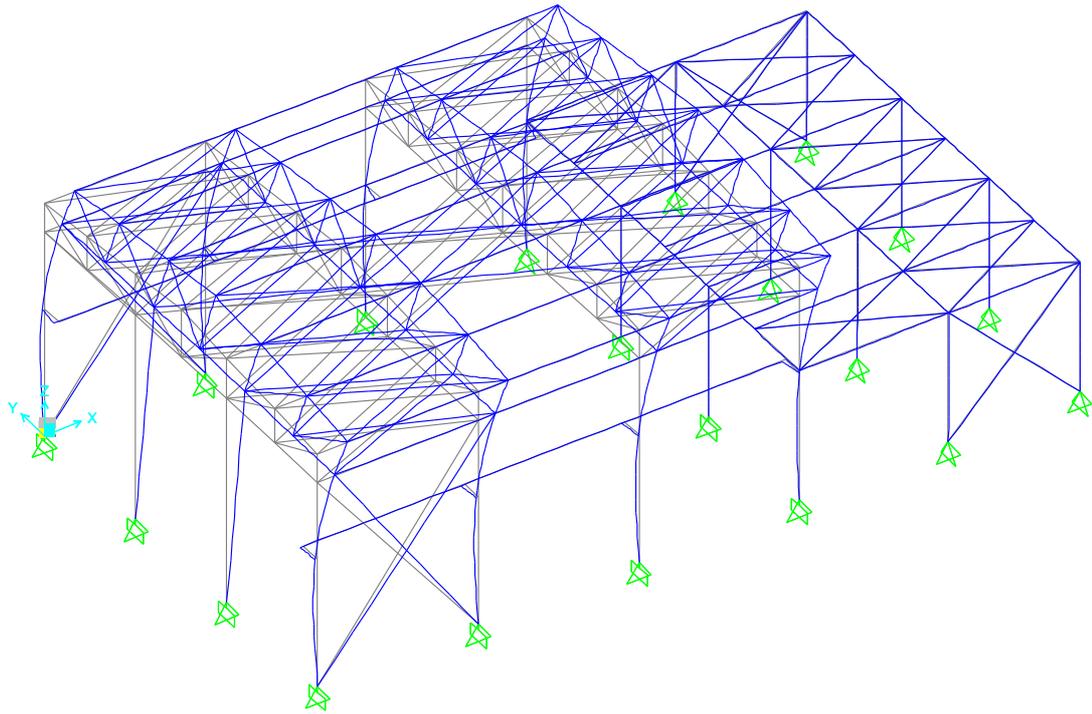


Figura 15.3: Deformata del Secondo Modo di Vibrare

15.3.2 Verifica di Stabilità Globale e delle Imperfezioni

Secondo quanto previsto al §4.2.3.4 delle NTC_08 gli effetti del secondo ordine, causati dall'instabilità globale della struttura, possono essere trascurati nel caso in cui risulti:

$$\alpha_{cr} = \frac{F_{cr}}{F_{Ed}} \geq 10$$

Dove α_{cr} è il moltiplicatore dei carichi applicati che induce l'instabilità globale della struttura.

Dall'analisi di Buckling condotta con il software di calcolo Sap2000 il minimo moltiplicatore critico dei carichi corrispondente alla prima forma di instabilità globale della struttura risulta:

$$\alpha_{cr} = 12 \geq 10$$

La verifica è soddisfatta, quindi gli effetti del secondo ordine dovuti all'instabilità globale non sono stati presi in considerazione. Secondo quanto previsto in §4.2.3.5, potendo trascurare gli effetti del secondo ordine, è possibile trascurare la curvatura iniziale degli elementi strutturali.

Nella verifica dei singoli elementi strutturali, non dovendo tenere conto degli effetti del secondo ordine, gli effetti delle imperfezioni locali sono da considerarsi inclusi implicitamente nelle formule di verifica di stabilità.

16 RETE DI SMALTIMENTO ACQUE METEORICHE

Nel seguito viene descritta la rete di smaltimento delle acque meteoriche dell'area dell'impianto.

16.1 DESCRIZIONE DELLA RETE

La rete di drenaggio raccoglie le acque meteoriche che interessano i piazzali pavimentati esterni e la viabilità presenti nell'area dell'impianto.

Il sistema di drenaggio è costituito da:

- tubazioni in PEAD SN8;
- pozzetti in c.a. con griglia 70x70 cm in ghisa sferoidale classe D400.

Le acque di prima e seconda pioggia intercettate dalla rete vengono convogliate in una vasca di grigliatura e rilancio e successivamente mediante pompaggio vengono inviate alla vasca di raccolta e trattamento acque meteoriche. La portata totale delle acque meteoriche risulta pari a circa 2500 l/s.

L'impianto di trattamento delle acque di prima pioggia è in grado di trattare una portata di 400 l/s.

Per l'ubicazione planimetrica della rete e i dettagli si rimanda alla tavola dedicata.

Nella seguente figura si riporta la planimetria della rete di smaltimento.

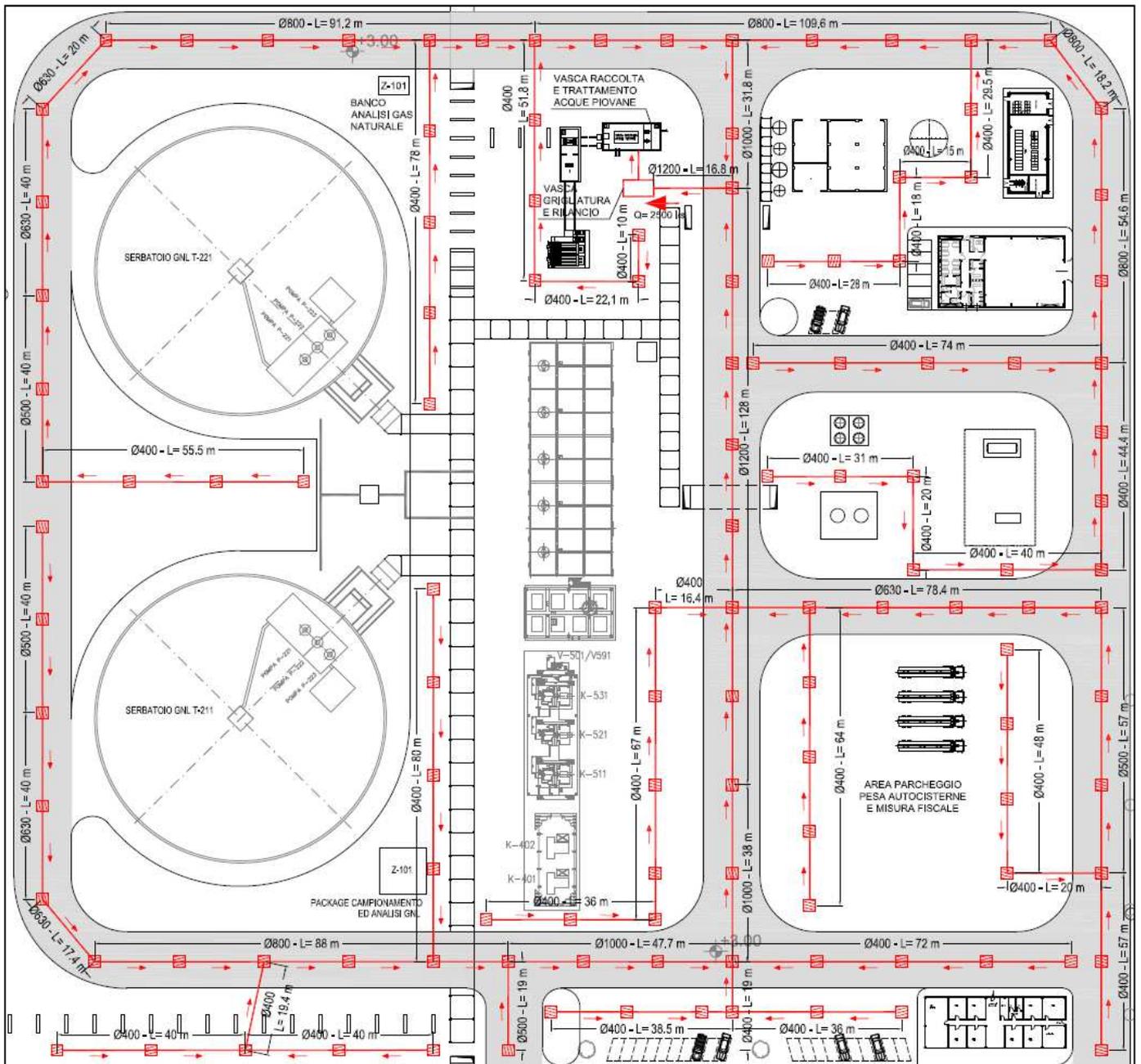


Figura 16.1: Planimetria Rete di Smaltimento Acque Meteoriche

I tipologici del pozzetto previsto a progetto e della posa delle tubazioni sono riportati nelle seguenti figure.

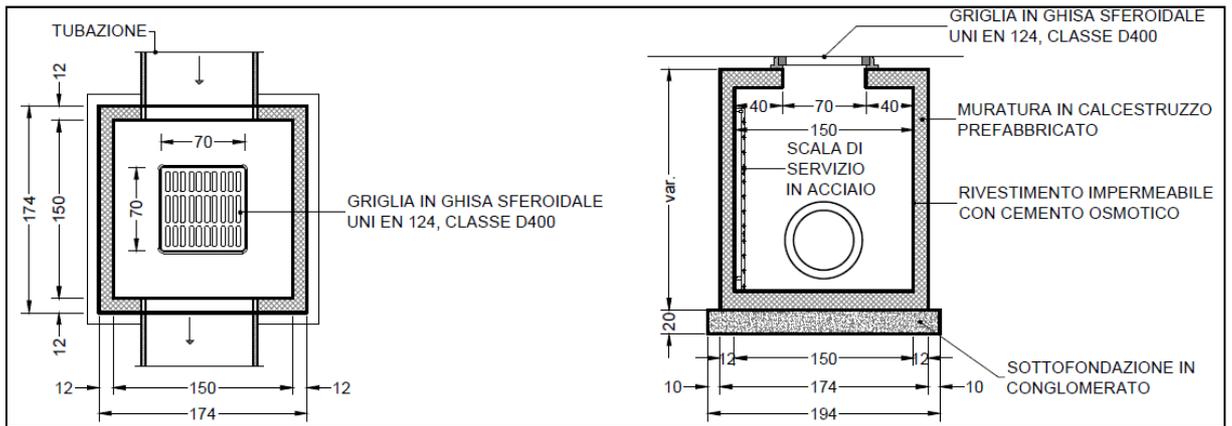


Figura 16.2: Dettaglio Tipologico Pozzetto

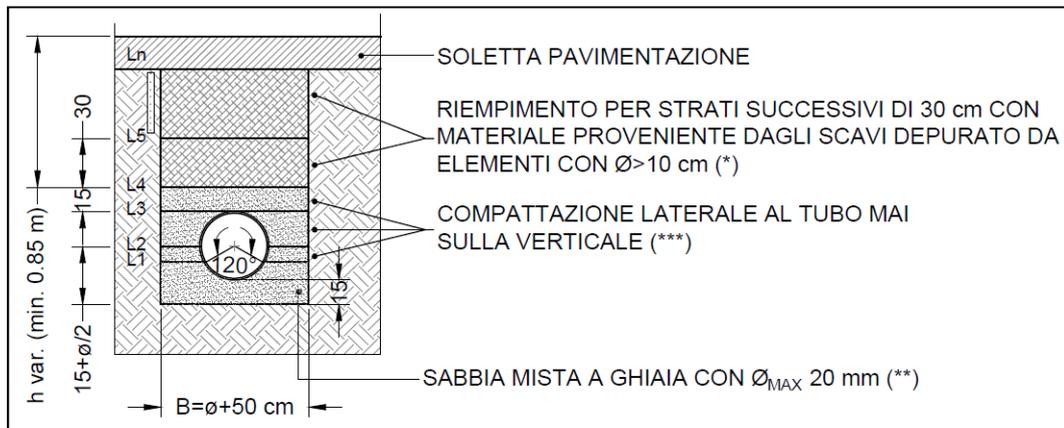


Figura 16.3: Dettaglio Posa Tubazioni PEAD

16.2 ANALISI IDRAULICA

Nel presente paragrafo viene descritta nel dettaglio l'analisi idraulica effettuata.

Parametri curva di possibilità pluviometrica

Per l'analisi pluviometrica sono stati utilizzati i dati ottenuti dall'Ufficio Idrografico e Mareografico della Regione Friuli Venezia Giulia – Compartimento di Venezia, in particolare le precipitazioni di massima intensità e breve durata registrate alla stazione pluviometrica di Alberoni.

La curva di possibilità pluviometrica viene rappresentata dalla seguente espressione:

$$h = a \cdot t^n$$

dove:

- h[mm] rappresenta l'altezza di pioggia per la durata t[ore] dell'evento;
- a ed n sono parametri rappresentativi della stazione.

Per la rete di smaltimento delle acque meteoriche è stato utilizzato un tempo di ritorno pari a **25 anni**.

I coefficienti caratterizzanti la curva sono quelli indicati nella seguente tabella:

Tabella 16.1: Parametri della Curva Possibilità Pluviometrica

Tr	a	n
25	57.18	0.377

Per ulteriori dettagli sull'analisi del regime delle precipitazioni si rimanda alla “Relazione idrologica e idraulica”.

Tempo di corrivazione della rete fognaria

La valutazione del tempo di corrivazione, vale a dire il tempo che l'acqua impiega a compiere il percorso tra il punto del bacino più lontano e una determinata sezione di chiusura della canalizzazione, è stata effettuata tenendo in considerazione il fatto che non è possibile assimilare il comportamento delle superfici di scolo a quelle di un normale bacino idrografico per via della limitata pendenza delle aree afferenti e per l'assenza di una rete idrografica in senso stretto. In questo caso quindi il tempo di corrivazione, più correttamente denominato tempo di concentrazione T_c , è stato calcolato utilizzando la seguente metodologia valida per aree urbanizzate (“Sistemi di fognatura – Manuale di progettazione” – HOEPLI, 1997):

$$T_c = t_a + t_r$$

Dove:

t_a = tempo d'accesso alla rete relativo al sotto bacino drenato dal condotto fognario posto all'estremità di monte del percorso idraulico più lungo, valutato dell'ordine di 5';

t_r = tempo di rete, somma dei tempi di percorrenza di ogni singola canalizzazione secondo il percorso più lungo (L) della rete fognaria; $t_r = \sum_i L_i/v_i$;

v = velocità della particella liquida [m/s].

Per i tratti di tubazione successivi al primo si utilizza come tempo di accesso "ta" il tempo di concentrazione T_c più elevato dei tratti afferenti a monte, nel caso in cui sia effettivamente più elevato del tempo di accesso calcolato per il tratto di tubazione in esame.

Coefficiente di afflusso superfici di scolo

La riduzione dell'afflusso (φ) alle rete si considera dovuta al grado di impermeabilità delle superfici e al ritardo degli afflussi dovuto ad ogni tipo di ostacolo. Tali parametri variano a seconda della densità delle costruzioni e della topografia della zona.

Se esistono bacini tributari verrà valutato un coefficiente di afflusso pesato, secondo la formulazione:

$$\varphi = \frac{\sum \varphi_i \cdot A_i}{\sum A_i}$$

In generale, le superfici scolanti pavimentate sono state calcolate con coefficiente di afflusso $\varphi = 1$.

Determinazione della portata massima transitante nella rete fognaria

Il calcolo della portata di afflusso alle opere di drenaggio è stato eseguito mediante il metodo cinematico.

Tale metodo tiene conto del fenomeno di corrivazione, con considerazioni puramente cinematiche che astraggono completamente dal valore dell'invaso.

Le ipotesi di base del metodo sono le seguenti:

- la formazione della piena è dovuta unicamente ad un trasferimento della massa liquida;
- ogni goccia di pioggia si muove sulla superficie del bacino seguendo un percorso immutabile che dipende solo dal punto in cui è caduta;
- la velocità di una goccia non è influenzata dalla presenza di altre gocce;
- la portata defluente è data dalla somma delle portate elementari provenienti dalle diverse parti del bacino, che si presentano nello stesso istante alla sezione di chiusura. Il funzionamento dei collettori è autonomo (si trascurano eventuali effetti di rigurgito indotti dai collettori di valle);
- il moto per il deflusso nei rami è uniforme;
- il comportamento della rete nel suo complesso è sincrono (i diversi collettori raggiungono il massimo valore della portata contemporaneamente).

Nell'ipotesi di ietogramma rettangolare la portata massima in una generica sezione di una rete si ottiene per una pioggia pari al tempo di corrivazione del bacino sotteso e risulta:

$$Q_M = \varphi \frac{i \cdot A}{360}$$

Con:

- φ = coefficiente di afflusso;
 i = intensità di pioggia in mm/h (in funzione del periodo di ritorno);
 A = area del bacino in ha.

In generale il tempo di corrivazione della sezione terminale di un generico tratto è stato assunto pari a:

$$t_c = t'_c + \frac{L}{V}$$

in cui t'_c è il massimo dei tempi di corrivazione dei tratti confluenti a monte ed L/V è il tempo di percorrenza del tratto stesso (L =lunghezza tratto, V =velocità tratto), in condizioni di moto uniforme.

Per i tratti iniziali, in cui non vi sono rami confluenti, il valore di t_c è stato assunto pari a:

$$t_c = t_r + \frac{L}{V}$$

in cui t_r , definito tempo di ruscellamento, è il tempo massimo che impiegano le particelle di pioggia a raggiungere il condotto a partire dal punto di caduta.

Al tempo di ruscellamento è stato assegnato il valore di 5 minuti.

La massima portata al colmo di piena può essere determinata, procedendo da monte verso valle, seguendo la seguente procedura:

1. Per ogni sezione di calcolo si determina l'area totale sottesa e il coefficiente di afflusso;
2. Si assegna ad ogni singolo tratto il tempo di ruscellamento di accesso alla rete;
3. Si calcola il tempo di corrivazione della sezione di calcolo;
4. Si determina l'intensità media di precipitazione di durata pari al tempo di corrivazione e si calcola la portata al colmo di piena, si proporziona lo specchio corrispondente e si determina la velocità del flusso. Se la velocità è diversa da quella precedentemente assunta si ritorna al punto 3 e si ricalcola il tempo di corrivazione, l'intensità media di pioggia e la portata;
5. Raggiunta la convergenza si passa al dimensionamento del tronco di valle, una volta verificata l'accettabilità delle velocità e dimensioni di progetto ottenute.

Analisi idraulica rete fognaria

L'analisi idraulica è relativa alla valutazione del deflusso della corrente a pelo libero in condizioni di moto uniforme all'interno delle tubazioni di progetto. La formula utilizzata è quella di Gauckler-Strickler valida per deflussi a pelo libero:

$$Q = k_s \cdot \Omega \cdot R^{2/3} \cdot i_f^{1/2} = k_s \cdot \Omega^{5/3} \cdot B^{3/2} \cdot i_f^{1/2}$$

con:

Q = portata liquida all'interno del tubo;

k_s = coefficiente di scabrezza (pari a $80 \text{ m}^{1/3}/\text{s}^{-1}$ per tubazioni in PEAD);

Ω = area della sezione di deflusso;

i_f = pendenza tubazioni;

R = raggio idraulico;

B = perimetro bagnato.

Le tubazioni di progetto sono verificate con un grado di riempimento sempre inferiore al **75%**.

Nella seguente tabella vengono riportati gli output della verifica idraulica della rete.

Tabella 16.2: Verifica Idraulica Rete

Diametro DN [mm]	Pendenza p [%]	Area massima A_{max} [m ²]	Portata massima Q_{max} [l/s]
400	0.5	2260	85
500	0.5	4070	153
630	0.5	7400	279
800	0.5	13910	524
1000	0.5	25440	959
1200	1.0	66250	2496

Analisi idraulica griglie

La verifica idraulica si effettua confrontando la portata defluente in ogni singolo pozzetto grigliato e la portata massima derivabile da ciascuna griglia. Quest'ultima deve risultare maggiore.

Si è adottato il seguente procedimento:

1. Si assume un carico h pari a 2 cm;
2. Si calcola il perimetro idraulicamente attivo della griglia P (4x70 cm);
3. Si calcola l'area della caditoia libera da ostruzioni (barre, detriti ecc.);
4. Dalla scala delle portate si ricava la portata massima derivabile.

La verifica risulta soddisfatta se la portata relativa a ciascun pozzetto grigliato risulta minore di quella massima derivabile.

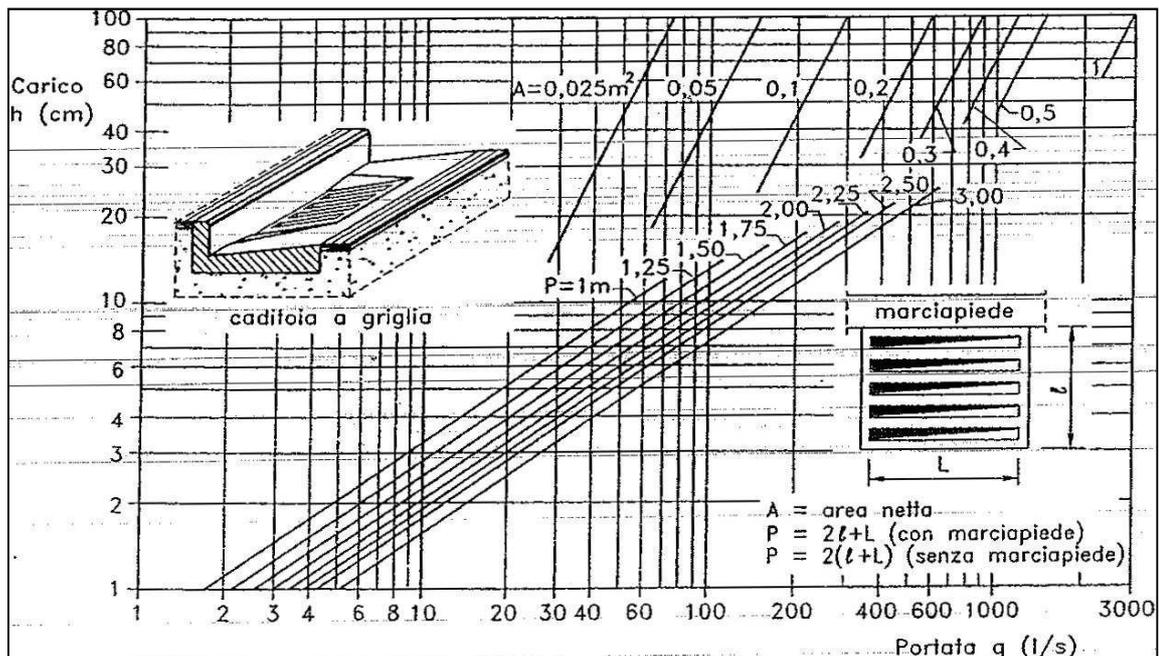


Figura 16.4: Scala delle Portate di una Griglia

Nella seguente tabella si riportano i valori utilizzati per la verifica.

Tabella 16.3: Verifica Idraulica Griglia

Carico h [cm]	Perimetro P [m]	Portata derivabile [l/s]	Portata idrologica [l/s]
2	2.8	15	14

16.3 VERIFICHE STATICHE TUBAZIONI IN MATERIALE PLASTICO

La verifica statica di una canalizzazione interrata consiste nell'accertare che i carichi agenti sulla struttura provochino tensioni e deformazioni ammissibili, cioè compatibili con il materiale costituente la tubazione e con le esigenze di progetto. Nel caso di tubazioni in materie plastiche ci si colloca nel campo delle tubazioni deformabili: occorre quindi verificare lo stato limite di deformazione controllando che la deflessione diametrale sia compatibile con i vincoli di progetto, che non si superino le tensioni e deformazioni ammissibili per il materiale e che non si abbia schiacciamento per instabilità elastica.

Una tubazione interrata risulta sottoposta a carichi verticali costituiti dal peso del terreno di ricoprimento, dall'acqua e da eventuali sovraccarichi accidentali. Per effetto dell'ovalizzazione il tubo esercita sul terreno circostante una spinta; la reazione del terreno contrasta l'ovalizzazione della tubazione contribuendo a migliorarne la stabilità.

A seguito della determinazione dei carichi ovalizzanti si effettuano le seguenti verifiche:

- verifica dell'inflessione diametrale;

- verifica della sollecitazione massima di flessione;
- verifica dell'instabilità all'equilibrio elastico (buckling).

Considerando un'altezza di ricoprimento di **0.80 m**, le verifiche statiche delle tubazioni risultano soddisfatte.

16.4 DIMENSIONAMENTO IMPIANTI DI TRATTAMENTO

Il calcolo delle portate di trattamento è stato condotto considerando acque di prima pioggia quelle corrispondenti per ogni evento meteorico ad una precipitazione di 5 mm uniformemente distribuita sull'intera superficie scolante servita dalla rete di drenaggio.

Ai fini del calcolo delle portate, si stabilisce che tale valore si verifichi in quindici minuti; il coefficiente di afflusso alla rete è stato assunto pari a 1.

Considerando come prima pioggia i 5 mm iniziali che si calcola ricadano nei primi 15 minuti, quindi con una piovosità pari a $0.0056 \text{ l}/(\text{s} \cdot \text{m}^2)$, la portata dell'impianto si determina moltiplicando il coefficiente di piovosità per la superficie scolante.

$$Q = S \cdot i = S \cdot 0.0056$$

Si riportano nella seguente tabella l'area scolante e la portata dell'impianto di prima pioggia di progetto.

Tabella 16.4: Area Scolante e Portata Impianto di Trattamento

Zona	Area scolante [m2]	Portata impianto [l/s]
Impianto	66250	400

SID/CHM/PL/CAN/MFC/ALS/AGT/DIL/AO:sls

RIFERIMENTI

Annali Idrologici dell'Ufficio Idrografico e Mareografico, Compartimento di Venezia.

Circolare 2 Febbraio 2009, n. 617, Istruzioni per l'applicazione delle 'Nuove norme tecniche per le costruzioni' di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008., (GU n. 47 del 26-2-2009 - Suppl. Ordinario n.27).

CNR-DT 207/2008, Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni.

DM 14/01/2008, Norme Tecniche per le Costruzioni.

Piano di Gestione del Rischio di Alluvioni del Distretto Idrografico delle Alpi Orientali.

Piano Regionale di Tutela delle Acque, Regione Friuli Venezia Giulia.