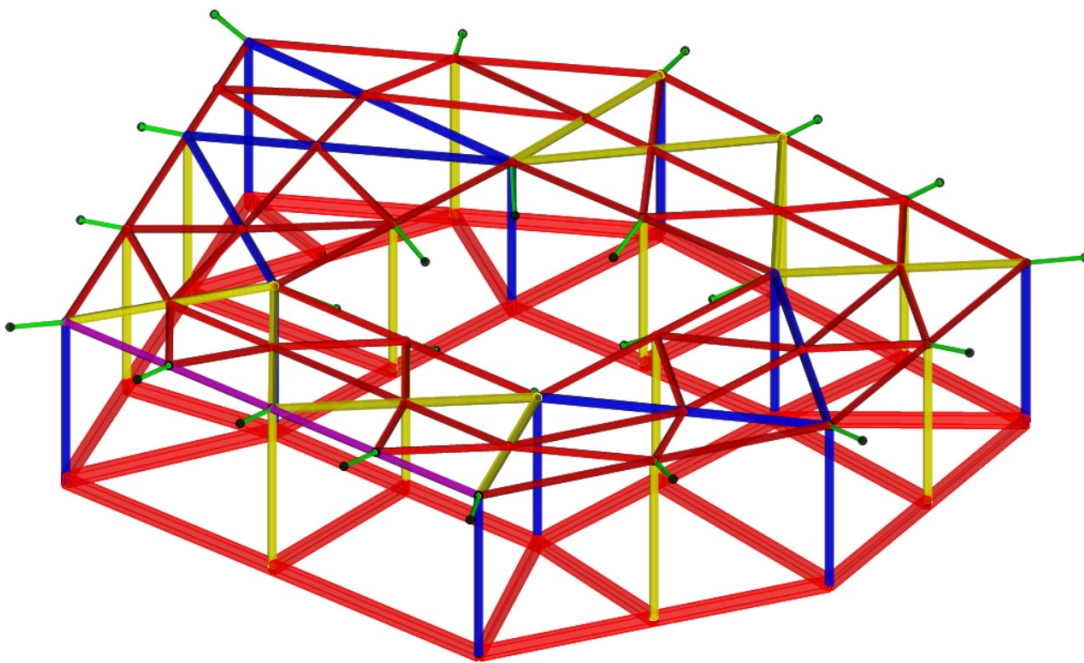


**REALIZZAZIONE DI UNA COPERTURA IN ACCIAIO PER IL MERCATO DI
BALLARÒ A PIAZZA CARMINE (PA)**

RELAZIONE DI CALCOLO



IL PROGETTISTA

Data

Palermo,

INDICE

1	PREMESSA	5
2	NORMATIVE DI RIFERIMENTO	5
3	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	6
4	CARATTERIZZAZIONE MECCANICA DEL SUOLO	8
5	AZIONI E COMBINAZIONI DELLE AZIONI	9
6	AZIONI SULLA COSTRUZIONE	10
6.1	Azione del vento	10
6.2	Azione della neve	13
6.3	Definizione dei parametri di caratterizzazione sismica e degli spettri di risposta	14
7	CARICHI PERMANENTI E SOVRACCARICHI	15
8	CRITERI DI VERIFICA	15
8.1	Verifica allo stato limite di esercizio SLE per le travi di fondazione	15
8.2	Verifica allo stato limite di ultimo SLU per le travi di fondazione	19
8.3	Verifica allo stato limite ultimo dei profili in acciaio	23
8.4	Verifica di resistenza delle connessioni metalliche	27
8.4.1	Connessioni travi-colonna	27
8.4.2	Connessioni trave-trave	28
8.4.3	Verifica unioni bullonate	29
8.4.4	Verifica connessioni tra le membrature	32
9	DIMENSIONAMENTO DI MASSIMA	39
9.1	Dimensionamento di massima elementi copertura	39
9.2	Dimensionamento di massima colonne	39
10	ANALISI STRUTTURALE	41
10.1	Analisi modale	43
10.2	Valutazione della forza sismica	45
11	VERIFICHE STRUTTURALI	45
11.1	Risultati analisi strutturale: valutazione spostamenti allo SLD	45
11.2	Risultati analisi strutturale: valutazione sollecitazioni allo SLU e verifiche	46

11.2.1	Verifiche colonne composte	49
11.2.2	Verifiche travi di fondazione: Stato Limite Ultimo SLU	51
11.2.3	Verifiche travi di fondazione: Stato Limite di esercizio SLE – Momento di fessurazione	53
12	VERIFICHE CONNESSIONI	55
12.1	Connessione base colonna-piastra circolare forata	55
12.2	Connessione trave principale-colonna	58
12.2.1	Verifica unioni bullonate	59
12.2.2	Verifica di resistenza piastre di collegamento	62
12.3	Connessioni nodo trave-trave: nodo intermedio a 5 travi	63
12.4	Connessioni nodo trave-trave: nodo di estremità a 3 travi	65
12.5	Connessione piastre travi secondarie-trave principale	69
13	VERIFICHE GEOTECNICHE	70
13.1	Premessa	70
13.2	Calcolo del carico limite	70
14	ALLEGATI	78
14.1	ALLEGATO A1. ASSEGNAZIONE COORDINATE NODALI	84
14.2	ALLEGATO A2. ASSEGNAZIONE ELEMENTI DI COLLEGAMENTO	88
14.3	ALLEGATO A3. ASSEGNAZIONE SEZIONI	96
14.4	ALLEGATO A4. RISULTATI ANALISI MODALE	99
14.5	ALLEGATO A5. SPOSTAMENTI SLD	102
14.6	ALLEGATO A6. VERIFICHE TRAVI	104
14.6.1	Travi principali maglia interna	104
14.6.2	Travi principali di bordo	120
14.6.3	Orditura secondaria	133
14.7	ALLEGATO A7. VERIFICHE COLONNE TUBOLARI	142

1 PREMESSA

La presente relazione ha come oggetto la realizzazione di una struttura in acciaio da adibire a spazi vendita per il mercato di Ballarò in Piazza Carmine (PA).

La copertura in questione si presenta interamente come una struttura reticolare in acciaio, costituita da travature principali e secondarie realizzate in profili tubolari cavi di varie dimensioni, e colonne tubolari cave in acciaio, alcune di quest'ultime riempite in calcestruzzo. La struttura copre un'area di circa 980 mq e presenta una copertura ad altezza variabile, con pendenze negative dall'esterno verso l'interno (circa 6 gradi di inclinazione), a partire da una quota di 6.10 metri rispetto al p.c. fino ad una quota di 5.50 metri rispetto al p.c. valutata all'intradosso della copertura. La struttura sorregge una copertura telonata, ancorata ai profilati tubolari tramite cavi tesati in opera.

La struttura verrà ubicata su un grigliato di travi rovesce di fondazione a sezione rettangolare di 30x45 cm, che presenteranno un ringrosso a modi plinto di dimensioni 60x60x45 cm in corrispondenza dei pilastri. La connessione tra i pilastri in acciaio e le travi di fondazione è prevista al di sotto del piano di calpestio tramite flange in acciaio e corone di tirafondi.

La presente relazione generale di calcolo riguarda l'analisi strutturale, il dimensionamento e la verifica di tutte le parti strutturali principali e secondarie da realizzare, con riferimento alla fondazione, le colonne e le travi in acciaio. Il calcolo sarà esteso anche alle verifiche globali e locali riguardanti i fenomeni di instabilità, nonché al controllo delle frequenze di vibrazione, valutando gli aspetti della statica e della dinamica della struttura in riferimento alle azioni di progetto.

2 NORMATIVE DI RIFERIMENTO

Le strutture in oggetto hanno delle peculiarità specifiche in quanto comprendono diverse tipologie di materiali tra cui:

- l'acciaio della struttura portante di travi e colonne;
- l'acciaio utilizzato per gli elementi di collegamento;
- il calcestruzzo non armato per il riempimento delle colonne;
- il calcestruzzo armato che costituisce la fondazione

L'analisi ha richiesto determinate scelte normative ai fini della definizione dei carichi, della definizione delle resistenze ed infine per le verifiche convenzionali.

Tali scelte sono assunte nell'ambito delle seguenti norme:

- Decreto Ministeriale delle Infrastrutture e dei Trasporti 17 gennaio 2018, Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»;
- Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP. Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.
- ENV 1993-1-1, Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio. Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.
- ENV 1993-1-8, Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio. Parte 1-8: Progettazione dei nodi.
- CNR-DT 207 R1/2018. Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni

L'analisi ha richiesto uno sforzo particolare per la individuazione dei coefficienti di amplificazione dei carichi e di riduzione delle resistenze essendo diverse le norme prese a riferimento ed essendo in qualche caso non coincidenti i valori di alcuni dei coefficienti sopra menzionati, utilizzati dalle suddette norme.

D'altro canto, non si è potuto prescindere dal considerare tutte quante le norme elencate.

Le analisi e le verifiche sono state condotte con il metodo degli stati limite (SLU e SLE) utilizzando i coefficienti parziali della normativa di cui al DM 17.01.2018 come in dettaglio specificato negli allegati tabulati di calcolo.

L'analisi delle sollecitazioni è stata effettuata in campo elastico lineare, per l'analisi sismica si è effettuata una analisi statica modale.

È stato effettuato inoltre un controllo dinamico delle frequenze di vibrazione della struttura tramite analisi dinamica modale per indagare sugli eventuali fenomeni di risonanza che possono essere indotti dai carichi da vento, nonché alla sensibilità della struttura stessa nei confronti delle azioni sismiche.

3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Opere in c.a.

Il calcestruzzo previsto per le opere di fondazione è di classe C25/30 e presenta le seguenti caratteristiche meccaniche:

- Resistenza caratteristica cubica $R_{ck}=30 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza caratteristica cilindrica $f_{ck}=0,83 R_{ck}=25 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza media cilindrica a compressione $f_{cm}=f_{ck}+8=33 \text{ N/mm}^2$
- Modulo elastico longitudinale $E_{cm}=22000 \cdot \left(\frac{f_{cm}}{10}\right)^{\frac{1}{3}} = 32623 \text{ N/mm}^2$

- Resistenza tangenziale di aderenza di calcolo $f_{bd} = 2,68 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza cilindrica di calcolo $f_{cd} = 14,11 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza a trazione media $f_{ctm} = 0,30 \cdot (f_{ck})^{\frac{2}{3}} = 2,55 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza caratteristica a trazione $f_{ctk} = 0,7 f_{ctm} = 1,79 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza media a trazione per flessione $f_{ctm} = 1,2 f_{ctm} = 3,06 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza caratteristica a trazione per flessione $f_{ctk} = 0,7 f_{ctm} = 2,14 \text{ N/mm}^2$
- Coefficiente di Poisson $\gamma = 0,20$
- Coefficiente parziale di sicurezza $\gamma_c = 1,50$
- Coefficiente riduttivo per i carichi di lunga durata $\alpha_{cc} = 0,85$

Acciaio tipo B450C ad aderenza migliorata

L'acciaio per c.a. sarà del tipo ad aderenza migliorata laminato a caldo B450C qualificato di tipo saldabile. I prodotti devono essere marchiati in modo da poter individuare l'azienda produttrice, lo stabilimento, il tipo di acciaio e la saldabilità. Le forniture devono essere corredate da copia dei Certificati Ufficiali. Ulteriori controlli devono essere eseguiti in cantiere.

Gli acciai B450C, possono essere impiegati in barre di diametro \varnothing compreso tra 6 e 40 mm.

Le barre d'acciaio utilizzate dovranno avere le seguenti caratteristiche:

- Tensione caratteristica di snervamento $f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$
- Tensione caratteristica di rottura $f_{tk} = 540 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza di calcolo $f_{yd} = 391,30 \text{ N/mm}^2$
- Modulo elastico $E_s = 210.000 \text{ N/mm}^2$
- Coefficiente parziale di sicurezza $\gamma_s = 1,15$

Acciaio da carpenteria

Per la realizzazione di strutture metalliche si dovranno utilizzare acciai conformi alle norme armonizzate della serie UNI EN 10025 (per i laminati), UNI EN 10210 (per i tubi senza saldatura) e UNI EN 10219-1 (per i tubi saldati), recanti la Marcatura CE, cui si applica il sistema di attestazione della conformità 2+.

Caratteristiche meccaniche dell'acciaio per carpenteria metallica

Tipo	S275 JR
Modulo elastico	$E = 210000 \text{ N/mm}^2$
Coefficiente di Poisson	$\nu = 0,3$
Densità	$\rho = 78,50 \text{ kN/m}^3$
Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} = 275 \text{ N/mm}^2$
Tensione di calcolo, f_{yd} :	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 275 / 1,05 = 262 \text{ N/mm}^2$

Acciaio piastre collegamenti

Caratteristiche meccaniche dell'acciaio per i collegamenti della carpenteria metallica

Tipo	S355 JR
Modulo elastico	$E=210000 \text{ N/mm}^2$
Coefficiente di Poisson	$\nu=0.3$
Densità	$\rho=78.50 \text{ kN/m}^3$
Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk}=275 \text{ N/mm}^2$
Tensione di calcolo, f_{yd} :	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 275/1.05 = 262 \text{ N/mm}^2$

4 CARATTERIZZAZIONE MECCANICA DEL SUOLO

Si riporta di seguito uno stralcio della relazione geotecnica effettuata dal tecnico incaricato Ing. Geotecnico Giammanco Raimondo Daniele.

L'area in oggetto è ubicata nel centro storico di Palermo, nel quartiere dell'Albergheria in una zona poco acclive prossima alla costa marina.

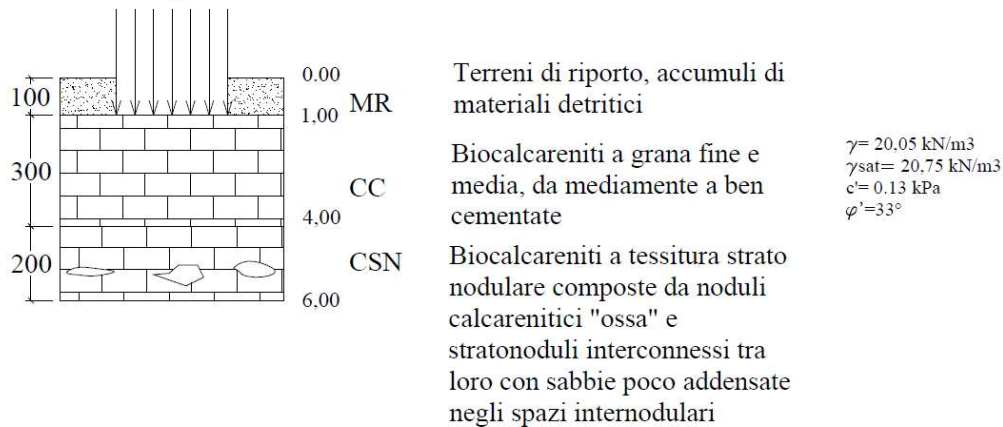
L'area si colloca all'interno di un ambiente morfologico pianeggiante denominato Pianadi Palermo, all'interno della quale si sviluppa il tessuto urbano della Città di Palermo. La morfologia prevalente è quella pianeggiante, costituita dai terreni quaternari di natura calcarenitica e argilloso-sabbiosa.

L'attuale assetto morfologico della Piana di Palermo, abbastanza regolare, con pendenze del 10-15%, è il risultato dell'azione del mare e di quella dei corsi d'acqua che la incidono più o meno profondamente. Conseguenza di tali azioni è una serie di pianori a diversa quota, con dislivelli di qualche metro, raccordati con delle scarpate lungo le quali è stata storicamente impostata la rete viaria urbana ed extraurbana.

Non si notano nell'area fenomeni franosi, né dissesti nel sottosuolo o fenomeni di subsidenza.

Le indagini hanno permesso di identificare il modello geotecnico di riferimento come di seguito riportato.

Modello geotecnico di riferimento



5 AZIONI E COMBINAZIONI DELLE AZIONI

Le azioni considerate sono: peso proprio, carichi permanenti, neve, sovraccarico variabile (coperture non accessibili), sisma e vento.

Le combinazioni delle azioni sono quelle previste dal D.M. 17. 01. 2018 per i vari stati limite e per le varie azioni e tipologie costruttive. In particolare, ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni:

COMBINAZIONE FONDAMENTALE, generalmente impiegata agli stati limite ultimi SLU:

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

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE, impiegata per gli stati limite di esercizio SLE reversibili:

$$G_1 + G_2 + \sum \Psi_{2j} Q_{kj}$$

COMBINAZIONE SISMICA, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + \Psi_{21} Q_{k1} + \Psi_{22} Q_{k2}$$

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

$$G_1 + G_2 + \sum \Psi_{2j} Q_{kj}$$

6 AZIONI SULLA COSTRUZIONE

Le azioni considerate sono conformi a quanto previsto dal DM 14/01/2018 e alla CNR-DT 210/2013. In particolar modo si riporta di seguito il calcolo dei parametri di caratterizzazione sismica, il calcolo dell'azione della neve e del vento.

6.1 Azione del vento

Le azioni del vento sono state ricavate in accordo con le disposizioni delle NTC 2018 di cui al punto 3.3, nonché CNR-DT 207/2018 di cui al (§4.9), valutando i coefficienti aerodinamici globali secondo quanto previsto nell'appendice G6.

3.2.1 Velocità base di riferimento

(1) La velocità base di riferimento 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, paragrafo 3.2.3), riferito a un periodo di ritorno $TR = 50$ anni.

(2) In mancanza di specifiche e adeguate indagini statistiche (Appendice B) che tengano conto della rugosità del sito, della topografia del terreno e della direzione del vento (Appendice C), 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:

$$v_r = v_b \cdot c_r$$

dove:

v_b è la velocità base di riferimento, di cui al § 3.3.1;

c_r è il coefficiente di ritorno, funzione del periodo di ritorno di progetto TR .

In mancanza di specifiche e adeguate indagini statistiche, il coefficiente di ritorno è fornito dalla relazione:

$$c_r = 0.75 \sqrt{1 - 0.2 \times \ln \left[-\ln \left(1 - \frac{1}{TR} \right) \right]} \quad [3.3.3]$$

dove TR è il periodo di ritorno espresso in anni.

Ove non specificato diversamente, si assumerà $TR = 50$ anni, cui corrisponde $c_r = 1$. Per un'opera di nuova realizzazione in fase di costruzione o per le fasi transitorie relative ad interventi sulle costruzioni esistenti, il periodo di ritorno dell'azione potrà essere ridotto come di seguito specificato:

- per fasi di costruzione o fasi transitorie con durata prevista in sede di progetto non superiore a tre mesi, si assumerà $TR \geq 5$ anni;
- per fasi di costruzione o fasi transitorie con durata prevista in sede di progetto compresa fra tre mesi ed un anno, si assumerà $TR \geq 10$ anni;

La determinazione delle azioni statiche equivalenti generate dal vento sono state valutate in accordo a quanto previsto dalle NTC 2018 dal punto 3.3.3 al punto 3.3.7, con i coefficienti aerodinamici valutati secondo l'appendice G6 della CNR-DT 207/R1 2018.

Nello specifico, la pressione cinetica di riferimento q_b risulta:

$$q_b = 1/2 \cdot \rho \cdot v_b^2 \quad (\rho = 1,25 \text{ kg/mc})$$

q_b [N/mq]	490.72
--------------	--------

Quest'ultima viene moltiplicata per il coefficiente di esposizione c_e di cui al punto 3.3.7.

$c_e(z) = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln(z/z_0) [7 + c_t \cdot \ln(z/z_0)]$ per $z \geq z_{min}$ $c_e(z) = c_e(z_{min})$ per $z < z_{min}$
--

z [m]	c_e
$z \leq 5$	1.708
$z = 6$	1.817
$z = 5.5$	1.764

La pressione di riferimento risulta pari a

p [kN/mq]
0.892

I coefficienti aerodinamici sono valutati come segue (appendice G6 della CNR-DT 207/R1 2018), considerato un coefficiente di ostruzione $\phi=1$.

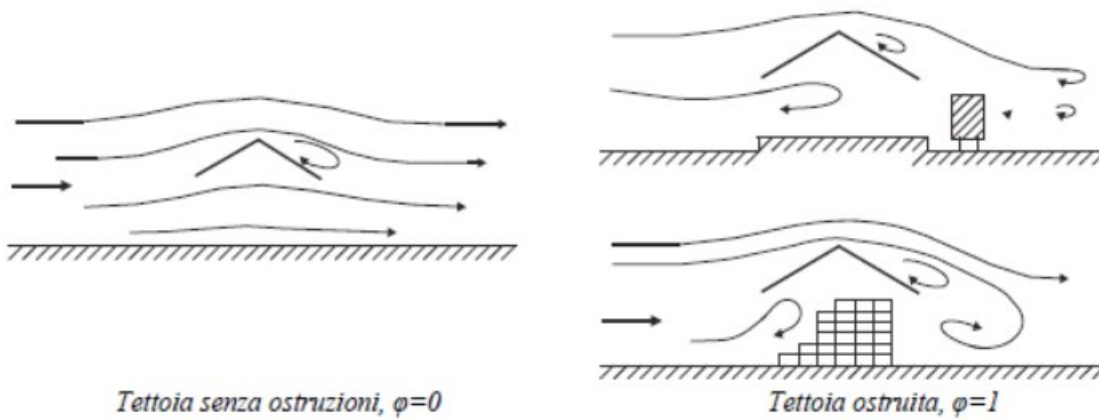


Figura G.25 – Differenze nel flusso dell'aria per tettoie con $\varphi=0$ e $\varphi=1$.

Tabella G.XIII – Coefficienti di forza per tettoie a doppia falda (α in $^\circ$).

Valori positivi	Tutti i valori di φ	$c_F = +0,2 + 0,7 \cdot \alpha /30$	
Valori negativi	$\varphi = 0$	$\alpha \leq 0^\circ$	$c_F = -0,5 + 0,1 \cdot \alpha/10$
	$\varphi = 1$	$\alpha \geq 0^\circ$	$c_F = -0,5 - 0,2 \cdot \alpha/10$
		tutti i valori di α	$c_F = -1,4$

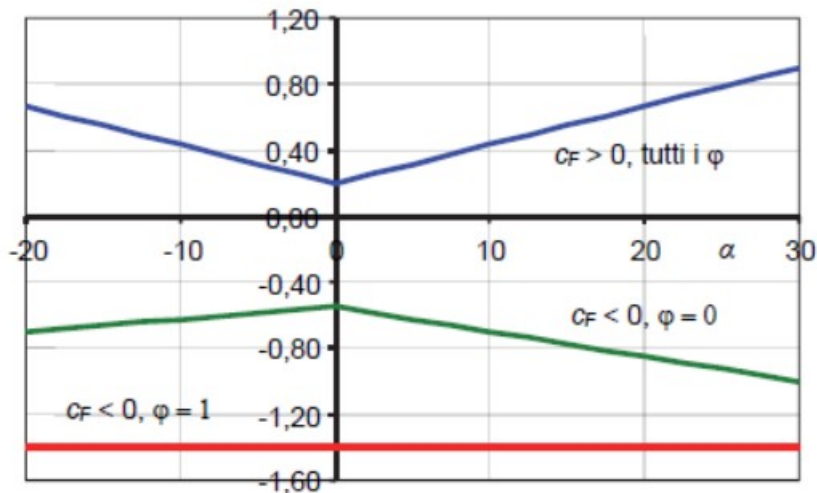


Figura G.28 – Coefficienti di forza per tettoie a doppia falda.

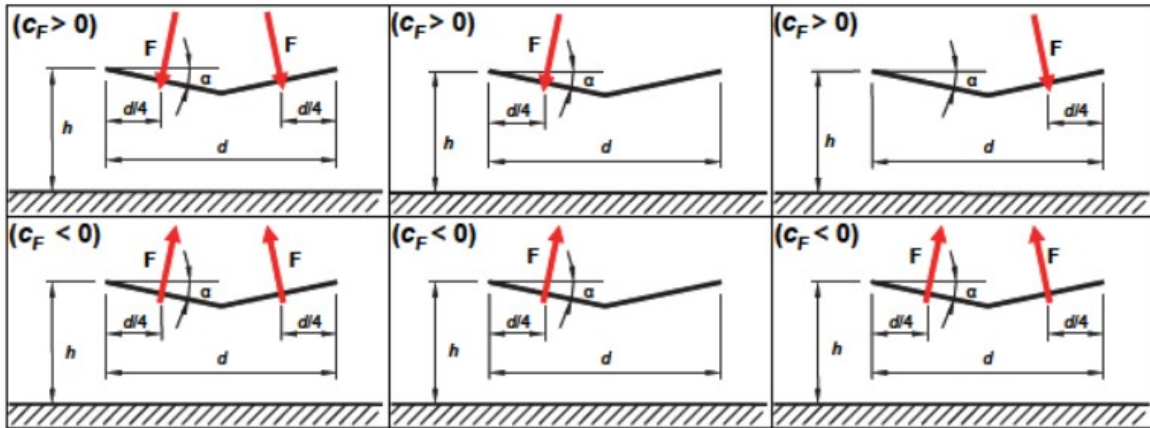


Figura G.29b – Tettoie a doppia falda: posizione del punto di applicazione delle forze risultanti in funzione della direzione della forza – schema per $\alpha < 0^\circ$.

6.2 Azione della neve

Il carico provocato dalla neve sulle coperture (quota 18.70m s.l.m.) sarà valutato mediante la seguente espressione fornita al (§3.4.1) delle NTC:

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

dove:

q_s è il carico neve sulla copertura;

μ_i è il coefficiente di forma della copertura, fornito al § 3.4.3;

q_{sk} è il valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo [kN/m^2], fornito al § 3.4.2 delle NTC per un periodo di ritorno di 50 anni;

C_E è il coefficiente di esposizione di cui al § 3.4.4;

C_t è il coefficiente termico di cui al § 3.4.5.

Si assume che il carico della neve agisca in direzione verticale e lo si riferisce alla proiezione orizzontale della superficie della copertura.

Nel caso in esame e pertanto per zona III per $a_s = 50$ m s.l.m. si ha:

$$q_{sk} = 0,51 [1 + (a_s/481)^2] = 0,60 \text{ kN/m}^2$$

Inoltre per $C_E = 1,00$ (topografia normale)

$$C_t = 1,00$$

$$\mu_i = 0,80 \text{ (copertura piana)}$$

Si ha:

$$q_s = \mu_i \times q_{sk} \times C_E \times C = 0,80 \times 0,60 \times 1,00 \times 1,00 = 0,48$$

Si ha pertanto un carico da neve pari a **0,48 kN/m²**.

6.3 Definizione dei parametri di caratterizzazione sismica e degli spettri di risposta

L'azione sismica è stata valutata in conformità alle indicazioni riportate al capitolo 3.2 del D.M. 17 gennaio 2018. La definizione degli spettri di risposta per i vari Stati Limite per cui sono state effettuate le verifiche ha previsto la valutazione dei seguenti parametri:

Coordinate geografiche del sito: 38°06'40.8"N 13°21'42.2"E

Altezza s.l.m.: 50 m

Vita nominale dell'opera: $V_N = 50$ anni

Classe d'uso: III, coefficiente $C_u = 1.5$

Suolo tipo B

$V_R = V_N \times C_u = 75$ anni

$TR = -VR / (\ln(1 - PVR))$

Fattore di comportamento q : la struttura si considera non dissipativa pertanto si assume il valore di $q = 1.50$ in accordo con quanto previsto al punto 7.3.1 della presente norma.

Si riportano di seguito i parametri dello spettro di risposta per gli stati limite considerati e per il periodo di ritorno calcolato per la struttura in questione, nonché i corrispettivi spettri di risposta.

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLD
a_g	0.077 g
F_a	2.319
T_c^*	0.259 s
S_s	1.200
C_c	1.441
S_T	1.000
q	1.000

Parametri indipendenti

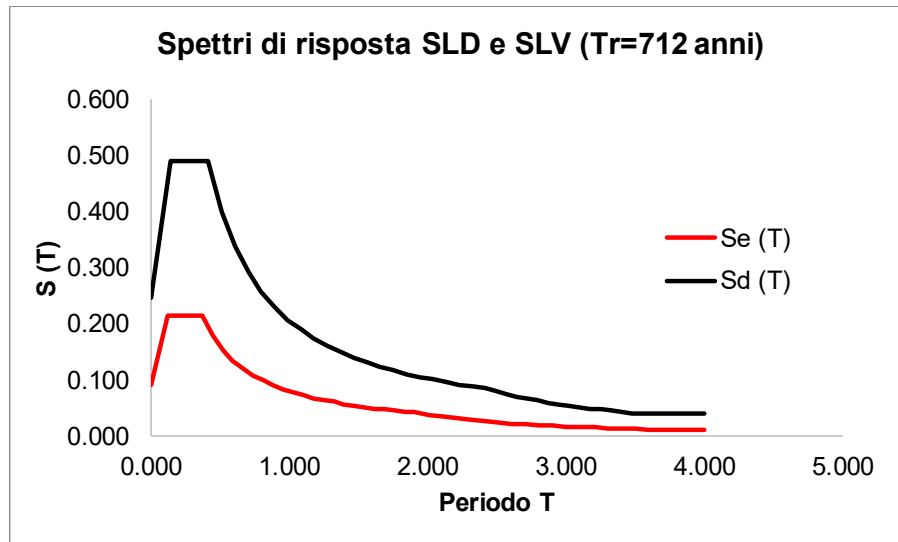
STATO LIMITE	SLV
a_g	0.204 g
F_a	2.402
T_c^*	0.298 s
S_s	1.200
C_c	1.401
S_T	1.000
q	1.200

Parametri dipendenti

S	1.200
η	1.000
T_B	0.124 s
T_C	0.373 s
T_D	1.907 s

Parametri dipendenti

S	1.200
η	0.833
T_B	0.139 s
T_C	0.418 s
T_D	2.417 s



Spettri di risposta allo stato limite ultimo (SLV) e di esercizio (SLD): Componente orizzontale dell'accelerazione spettrale per il sito considerato

7 CARICHI PERMANENTI E SOVRACCARICHI

In accordo a quanto previsto dal D.M. 17.01.2018 al punto 3.1.4 si sono considerati i seguenti carichi:

Carichi permanenti e carichi variabili

Si sono assunti i seguenti carichi permanenti non strutturali:

-Carico permanente acciaio 78.5 kN/m³

I sovraccarichi q_k sono:

-Copertura: manutenzione 0.5 kN/m²

Altre tipologie ed entità di sovraccarichi sono stati valutati caso per caso.

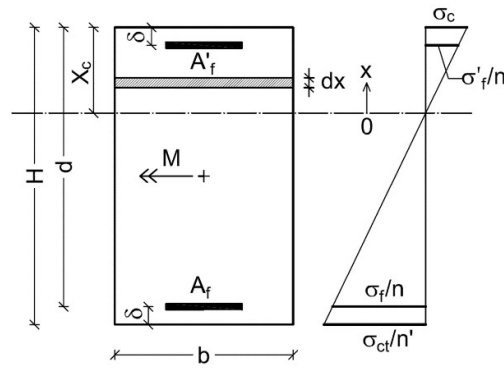
8 CRITERI DI VERIFICA

8.1 Verifica allo stato limite di esercizio SLE per le travi di fondazione

In

flessione retta l'asse di sollecitazione coincide con uno degli assi principali di inerzia (in particolare modo con un asse di simmetria). In tal caso la direzione dell'asse neutro è già determinata essendo questo ortogonale all'asse di sollecitazione stesso.

Lo stato di tensione sulla sezione è noto una volta valutata la posizione dell'asse neutro ed il valore della tensione in un punto, parametri ricavabili dall'applicazione delle equazioni di equilibrio alla traslazione e alla rotazione.



Sezionerettangolare soggetta flessione retta.

L'asseneutro dividelasezione in due porzioni una compressa (acciaio compresso e calcestruzzo compresso) e una tratta (acciaio sotto trazione e calcestruzzo sotto trazione).

La necessità tener conto della resistenza a trazione del calcestruzzo appartenente alla zona sotto trazione della sezione dipende dalla tipologia di verifica che è necessario eseguire.

È ad ogni modo sempre opportuno verificare, qualora si tenga in considerazione questo aspetto, che il valore di tensione di trazione sul calcestruzzo non superi i valori limitati di resistenza.

La posizione dell'asseneutro (prima incognita) è determinabile attraverso la scrittura dell'equazione di equilibrio della sezione, che in flessione, tenuto conto delle condizioni di elasticità lineare dei materiali, equivale a imporre la condizione di annullamento del momento statico S_n della sezione omogeneizzata rispetto all'asseneutro:

$$S_n = 0$$

Esplicitando S_n con riferimento alla simbologia riportata in

Fig.

1 e nell'ipotesi generica di calcestruzzo reagente a trazione si ottiene:

$$\begin{aligned} S_n &= b \int_0^{X_c} x dx + n A'_f (X_c - \delta) - n' b \int_0^{H-X_c} x dx - n A_f (d - X_c) = \\ &= b \frac{X_c^2}{2} + n A'_f (X_c - \delta) - n' b \frac{(H - X_c)^2}{2} - n A_f (d - X_c) = 0 \end{aligned} \quad (2)$$

I simboli n ed n' rappresentano i coefficienti di omogeneizzazione dell'acciaio e del calcestruzzo sotto trazione e del calcestruzzo compresso e valgono rispettivamente E_s/E_c ed E_{ct}/E_c , essendo E_s il modulo elastico dell'acciaio, E_c il modulo elastico del calcestruzzo sotto trazione e

E_{ct} quello del calcestruzzo compresso. Si noti che se si assume che il calcestruzzo sia non reagente a trazione allora può porsi $n' = 0$. L'Eq. (2) rappresenta un'equazione di 2° grado nell'incognita X_c , la quale, scartandola a radice negativa fornisce la distanza dell'asseneutro dal bordo compresso.

Dalla scrittura dell'equazione di equilibrio alla rotazione rispetto all'asse neutro ed in virtù della validità del principio di conservazione delle sezioni piane, si ottiene un'espressione analoga a quella di Navier per la valutazione della tensione in un punto della sezione (seconda incognita) in funzione dell'incognita X_c precedentemente calcolata.

In particolare la tensione al bordo compresso può calcolarsi come:

$$\sigma_c = \frac{M}{I_n} X_c \quad (3)$$

in cui I_n è il momento di inerzia della sezione omogeneizzata avente la seguente espressione:

$$\begin{aligned} I_n &= b \int_0^{X_c} x^2 dx + nA'_f (X_c - \delta)^2 + n'b \int_0^{H-X_c} x^2 dx + nA_f (d - X_c)^2 = \\ &= b \frac{X_c^3}{3} + nA'_f (X_c - \delta)^2 + n'b \frac{(H - X_c)^3}{3} + nA_f (d - X_c)^2 \end{aligned} \quad (4)$$

I valori di tensione su acciaio e calcestruzzo restano allora univocamente determinati ed in particolare modo quelli di maggior interesse (tensione al bordo compresso σ_c , tensione al bordo teso σ_{ct} , tensione sull'acciaio compresso σ'_f e sull'acciaio teso σ_f) sono così calcolati:

$$\sigma_c = \frac{M}{I_n} X_c \quad (5)$$

$$\sigma_{ct} = n' \frac{M}{I_n} (H - X_c) \quad (6)$$

$$\sigma'_f = n \frac{M}{I_n} (X_c - \delta) \quad (7)$$

$$\sigma_f = n \frac{M}{I_n} (d - X_c) \quad (8)$$

Lo stato limite di fessurazione è stato valutato in accordo con le NTC 2018 di cui al punto 4.1.2.2.4.

Tale verifica rientra nell'ambito della verifica di esercizio. Il calcolo delle tensioni si ottiene sfruttando le ipotesi tradizionali per il calcolo del cemento armato ordinario, e cioè:

1. assunzione dei materiali elastico lineari;
2. conservazione delle sezioni piane al crescere dei carichi;
3. perfetta aderenza tra acciaio e calcestruzzo;
4. resistenza nulla a trazione del calcestruzzo;

Inoltre può essere stabilito un coefficiente di omogeneizzazione diverso dal valore ordinario.

Le tensioni di esercizio si possono calcolare considerando le combinazioni di carico caratteristica, frequente e quasi permanente.

La verifica consiste nel confrontare le tensioni di calcolo con quelle limite dei materiali.

- Fessurazione

Poiché la fessurazione in strutture in cemento armato ordinario è quasi inevitabile, bisogna limitare tali entità in modo da non pregiudicare il corretto funzionamento della struttura.

La fessurazione può essere limitata assicurando un minimo di area di armatura longitudinale che può essere calcolata dalla seguente espressione:

$$A_s = k_c k f_{ct,eff} (A_{ct} / \sigma_s)$$

dove:

A_s : area di armatura nella zona tesa;

k_c : coefficiente che tiene conto del tipo di distribuzione delle tensioni nella sezione subito prima la fessurazione.

Assume valore 0.4 per flessione senza compressione assiale, e 1 per trazione;

k : coefficiente che tiene conto degli effetti di tensioni auto-equilibrate non uniformi;

$f_{ct,eff}$: resistenza efficace a trazione della sezione al momento in cui si suppone insorgano le prime fessure. In mancanza di

dati si utilizza il valore di 3 N/mm²;

A_{ct} : area del calcestruzzo in zona tesa subito prima della fessurazione;

σ_s : massima tensione ammessa nell'armatura subito dopo la formazione della fessura.

Il calcolo delle ampiezze delle fessure si effettua considerando anche la parte di calcestruzzo reagente a trazione utilizzando la seguente espressione:

$$W_k = \beta s_{rm} \varepsilon_{sm}$$

W_k : ampiezza di calcolo delle fessure;

β : coefficiente di correlazione tra l'ampiezza media delle fessure e il valore di calcolo;

s_{rm} : distanza media finale tra le fessure;

ε_{sm} : deformazione che tiene conto, nella combinazione di carico considerata, degli effetti "tension stiffening", del ritiro;

La quantità ε_{sm} si ottiene dalla seguente espressione:

$$\varepsilon_{sm} = (\sigma_s / E_s) [1 - \beta_1 \beta_2 (\sigma_{sr} / \sigma_s)^2]$$

dove:

σ_s : tensione dell'acciaio teso calcolata a sezione fessurata;

E_s : modulo elastico dell'acciaio;

σ_{sr} : tensione dell'acciaio teso calcolata nella sezione per una condizione di carico che induce alla prima fessurazione;

β_1 : coefficiente di aderenza delle barre. Assume valore 0.5 per barre lisce e 1 per barre ad aderenza migliorata;

β_2 : coefficiente di durata dei carichi. Assume valore 0.5 per carichi di lunga durata o per molti cicli ripetuti e 1 per un singolo carico di breve durata.

La quantità s_{rm} si ottiene dalla seguente espressione:

$$s_{rm} = 50 + 0.25 k_1 k_2 (\phi / \rho_r)$$

dove:

k_1 : coefficiente di aderenza delle barre. Assume valore 1.6 per barre lisce e 0.8 per barre ad aderenza migliorata;

k_2 : coefficiente che tiene conto della forma del diagramma delle deformazioni. Assume valore 0.5 per flessione e 1 per trazione pura;

ϕ : diametro delle barre in mm. Se si utilizzano più diametri si utilizza il diametro medio.

La fessurazione causata dalle azioni tangenziali si considera contenuta in limiti accettabili se si adotta un passo delle staffe. Tale verifica non è necessaria in elementi in cui non è richiesta l'armatura a taglio.

8.2 Verifica allo stato limite di ultimo SLU per le travi di fondazione

Le Verifiche relative alle strutture in C.A. si possono riassumere, in funzione degli elementi considerati, nei seguenti tipi:

- Travi di fondazione

Tali elementi vengono verificati utilizzando lo stato sollecitante completo nei riguardi di

- PressoTensoFlessione

- Taglio

- Stato tensionale
- Fessurazione

Le singole verifiche vengono descritte qui di seguito:

- PressoTensoFlessione Deviata

Le sollecitazioni che vengono considerate in tale verifica sono: Sforzo Normale, Momento Flettente X-Z, Momento Flettente X-Y.

La verifica di resistenza è soddisfatta se la sollecitazione determinata dalla condizione considerata cade all'interno del dominio di sicurezza determinato, attraverso la conoscenza:

- del comportamento meccanico della sezione in esame;
 - delle caratteristiche dei materiali di cui è composta;
 - dei coefficienti di sicurezza forniti dalla normativa seguita.

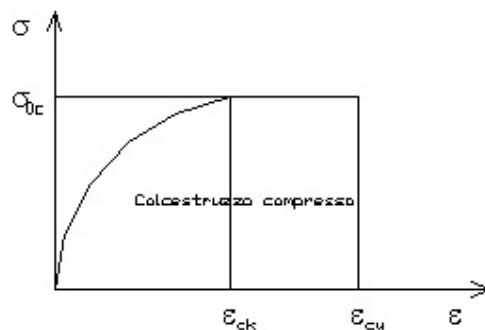
Il calcolo è condotto nelle ipotesi che:

1. Le sezioni rimangano piane fino a rottura;
2. Ci sia perfetta aderenza fra acciaio e calcestruzzo;
3. La deformazione massima del calcestruzzo compresso è pari a 0.0035 nel caso di flessione semplice e composta;

con asse neutro reale mentre è pari a 0.002 nel caso di compressione semplice;

4. La deformazione massima per l'acciaio teso sia pari a 0.01;
5. Il calcestruzzo non abbia alcuna capacità di resistenza a trazione.

Il diagramma tensioni-deformazioni assunto per il calcestruzzo è di tipo parabola-rettangolo come indicato nella seguente figura:



dove: $\epsilon_{ck} = 0.002$;

$\epsilon_{cu} = 0.0035$;

$$\sigma_{0c} = 0.85 \cdot 0.83 \cdot R_{ck} / \gamma_c;$$

R_{ck} = resistenza caratteristica del calcestruzzo;

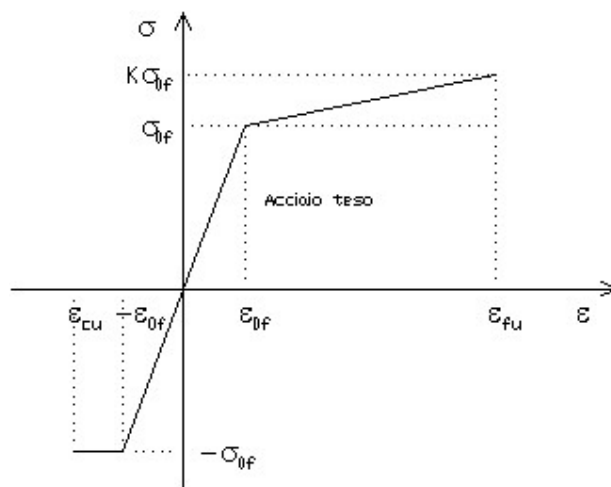
$\gamma_{m,c}$ = coefficiente di materiale del calcestruzzo;

Le equazioni che descrivono il diagramma sono:

$$\varepsilon < \varepsilon_{ck} : \sigma(\varepsilon) = 1000 \cdot \sigma_{0c} \cdot \varepsilon \cdot (1 - 250 \cdot \varepsilon);$$

$$\varepsilon_{ck} < \varepsilon < \varepsilon_{cu} : s(\sigma) = \sigma_{0c};$$

Il diagramma tensioni-deformazioni assunto per l'acciaio è indicato nella seguente figura:



dove: $\varepsilon_{0f} = \sigma_{0f} / E;$

E = Modulo di elasticità dell'acciaio;

σ_{0f} = resistenza di calcolo dell'acciaio;

k = rapporto di sovrarresistenza (se è pari ad 1 il comportamento è bilineare elastico-perfettamente plastico);

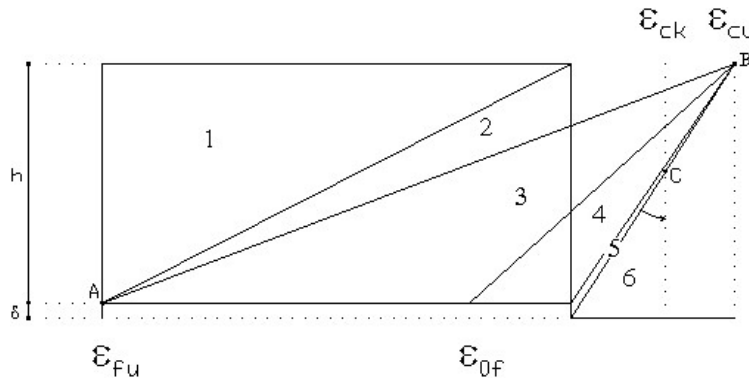
f_{yk} = Resistenza caratteristica dell'acciaio

γ_m = coefficiente di sicurezza dell'acciaio;

ε_{fu} = deformazione ultima dell'acciaio;

ε_{cu} = deformazione ultima del calcestruzzo;

Le limitazioni delle deformazioni unitarie per il conglomerato e per l'acciaio conducono a definire sei diversi campi (o regioni) nei quali potrà trovarsi la retta di deformazione specifica. Tali campi sono descritti nel seguente modo:



Campo 1 : è caratterizzato dall'allungamento massimo tollerabile per l'acciaio pari a ϵ_{fu} . Il diagramma delle deformazioni specifiche appartiene ad un fascio di rette passanti per il punto (A) mentre la distanza dall'asse neutro potrà variare da $-\infty$ a 0. È il caso di trazione semplice o con piccola eccentricità; la sezione risulta interamente tesa. La crisi si ha per cedimento dell'acciaio teso.

Campo 2 : è caratterizzato dall'allungamento massimo tollerabile per l'acciaio pari a ϵ_{fu} e dalla rotazione del diagramma attorno al punto (A). La deformazione specifica del calcestruzzo varia da 0 al valore massimo del calcestruzzo compresso (ϵ_{cu}) mentre la distanza dell'asse neutro dal lembo compresso può variare da 0 a $0.259h$. La sezione risulterà in parte tesa ed in parte compressa e quindi sarà sollecitata a flessione semplice o composta.

Campo 3 : è caratterizzato dall'accorciamento massimo del conglomerato pari a ϵ_{cu} . Le rette di deformazione appartengono ad un fascio passante per (B). La massima tensione del calcestruzzo in questa regione è pari a quella di rottura di calcolo mentre l'armatura è ancora deformata in campo plastico. La sezione risulterà in parte tesa ed in parte compressa e quindi sarà sollecitata a flessione semplice o composta.

Campo 4 : è caratterizzato dall'accorciamento massimo del conglomerato pari a ϵ_{cu} . Le rette di deformazione appartengono ad un fascio passante per (B). La massima tensione del calcestruzzo in questa regione è pari a quella di rottura di calcolo mentre l'armatura è sollecitata con tensioni inferiori allo snervamento e può risultare anche scarica. La sezione risulterà in parte tesa ed in parte compressa e quindi sarà sollecitata a flessione semplice o composta.

Campo 5 : è caratterizzato dall'accorciamento massimo del conglomerato pari a ϵ_{cu} . Le rette di deformazione appartengono ad un fascio passante per (B) mentre la distanza dell'asse neutro varia da h

ad $h+d$. L'armatura in tale regione è sollecitata a compressione e pertanto tutta la sezione è compressa; è questo il caso della flessione composta.

Campo 6 : è caratterizzato dall'accorciamento massimo del conglomerato compresso che varia fra ε_{cu} e ε_{ck} . Le rette di deformazione specifica appartengono ad un fascio passante per (C) e la distanza dell'asse neutro varia fra 0 e $-\infty$. La distanza di (C) dal lembo superiore vale $3h/7$. La sezione risulta sollecitata a compressione semplice o composta.

- Taglio

Il calcolo del taglio viene eseguito secondo il metodo di Ritter-Morsch.

Per gli elementi in cui è richiesta la verifica a taglio, deve risultare:

$$V_{Sd} \leq \min[V_{Rsd}, V_{Rcd}]$$

dove:

V_{Sd} : taglio sollecitante il calcolo;

$$V_{Rsd} = 0.9 d (A_{SW} / s) f_{yd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \sin\alpha;$$

$$V_{Rcd} = 0.9 d b_w \alpha_c f'_{cd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta);$$

d : altezza utile della sezione;

A_{SW} : area dell'armatura trasversale;

s : passo dell'armatura trasversale;;

f_{yd} : resistenza a snervamento dell'acciaio;

b_w : larghezza minima della sezione lungo l'altezza efficace;

Il contributo delle armature a taglio è somma del contributo delle staffe e degli eventuali sagomati. In ogni caso l'aliquota massima che può essere affidata ai sagomati è il 50% dello sforzo di taglio massimo.

8.3 Verifica allo stato limite ultimo dei profili in acciaio

Flessione

In base al punto 4.2.4.1.2.3 delle NTC, il momento flettente di progetto M_{Ed} deve rispettare la seguente condizione:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1 \quad [4.2.11]$$

dove la resistenza di progetto a flessione retta della sezione $M_{c,Rd}$ si valuta tenendo conto della presenza di eventuali fori in zonatesa per collegamenti bullonati o chiodati. La resistenza di progetto a flessione retta della sezione $M_{c,Rd}$ vale:

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} \text{ per le sezioni di classe 1 e 2;} \quad [4.2.12]$$

in cui W_{pl} rappresenta il modulo di resistenza plastico della sezione.

$$M_{c,Rd} = M_{el,Rd} = \frac{W_{el,min} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} \text{ per le sezioni di classe 3;} \quad [4.2.13]$$

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{eff,min} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} \text{ per le sezioni di classe 4;} \quad [4.2.14]$$

Taglio

Al punto 4.2.4.1.2.4 delle NTC, il valore di progetto dell'azione tagliante V_{Ed} deve rispettare la condizione:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1 \quad [4.2.16]$$

dove la resistenza di progetto a taglio $V_{c,Rd}$, in assenza di torsione, vale:

$$V_{c,Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} \quad [4.2.17]$$

dove A_v è l'area resistente a taglio. Per sezioni circolari cave e tubi di spessore uniforme:

$$A_v = 2A / \pi \quad [4.2.23]$$

Dove A è l'area lorda della sezione del profilo. In presenza di torsione, la resistenza a taglio del profilo deve essere opportunamente ridotta. Per sezioni cave la formula è:

$$V_{c,Rd,rd} = \left[1 - \frac{\tau_{t,Ed}}{f_{yk} / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})} \right] V_{c,Rd} \quad [4.2.25]$$

Dove $\tau_{t,Ed}$ è la tensione tangenziale massima dovuta alla torsione uniforme.

Torsione

Per gli elementi soggetti a torsione, quando possano essere trascurate le distorsioni della sezione, la sollecitazione torcente di progetto, T_{Ed} , deve soddisfare la relazione:

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd}} \leq 1,0 \quad [4.2.28]$$

essendo T_{Rd} la resistenza torsionale di progetto della sezione trasversale.

Flessione e taglio

Se il taglio di progetto V_{Ed} è inferiore a metà della resistenza di progetto a taglio $V_{c,Rd}$:

$$V_{Ed} \leq 0,5 V_{c,Rd} \quad [4.2.30]$$

si può trascurare l'influenza del taglio sulla resistenza a flessione, eccetto nei casi in cui l'instabilità per taglio riduca la resistenza a flessione della sezione.

Stabilità di travi inflesse

Le travi inflesse con la piattabanda compressa non sufficientemente vincolata lateralmente, devono essere verificate nei riguardi dell'instabilità flessio-torsionale secondo la formula:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1 \quad [4.2.48]$$

Dove:

M_{Ed} è il massimo momento flettente di progetto;

$M_{b,Rd}$ è il momento resistente di progetto per l'instabilità.

Nel caso di profilo inflesso secondo l'asse forte (asse y) il momento resistente di progetto per i fenomeni di instabilità di una trave lateralmente non vincolata può essere assunto pari a:

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot W_y \frac{f_{yk}}{\gamma_{M1}} \quad [4.2.49]$$

Dove W_y è il modulo resistente della sezione, pari al modulo plastico $W_{pl,y}$, per le sezioni di classe 1 e 2, al modulo elastico $W_{el,y}$, per le sezioni di classe 3 e che può essere assunto pari al modulo efficace $W_{eff,y}$, per le sezioni di classe 4. Il fattore χ_{LT} è il fattore di riduzione per l'instabilità flessotorsionale, dipendente dal tipo di profilo impiegato e può essere determinato dalla formula:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \beta \cdot \bar{\lambda}_{LT}^2}} \leq K \chi \quad [4.2.50]$$

Dove

$$\phi_{LT} = 0,5 \left[1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - \bar{\lambda}_{LT,0}) + \beta \cdot \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]$$

Il coefficiente di snellezza normalizzata è dato dalla formula:

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y \cdot f_{yk}}{M_{cr}}} \quad [4.2.51]$$

in cui M_{cr} è il momento critico elastico di instabilità flessione-torsionale, calcolato considerando la sezione lorda del profilo e tenendo conto, le condizioni di carico ed i vincoli torsionali presenti, nell'ipotesi di diagramma di momento flettente uniforme. Il fattore f considera la reale distribuzione del momento flettente tra i ritegni torsionali dell'elemento inflesso. Nel caso generale e a favore di sicurezza, si può assumere $f=1$, $\beta=1$, $K\chi=1$.

Stabilità di membrature inflesse e compresse

Per la verifica di elementi pressoinflessi, si fa riferimento al punto C4.2.4.1.3.3.2 della Circolare applicativa delle NTC 2018. Secondo il *Metodo B*, nel caso di membrature a sezione costante con sezioni doppiamente simmetriche aperte o chiuse, soggette a sforzo assiale e momento flettente, la verifica di stabilità a pressoflessione, per sezioni di classe 1, 2 o 3, può essere eseguita controllando che siano soddisfatte le seguenti disuguaglianze:

$$\frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yk}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{LT} \cdot W_y \cdot f_{yk}} + k_{yz} \cdot \frac{M_{z,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{W_z \cdot f_{yk}} \leq 1$$

$$\frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_z \cdot A \cdot f_{vk}} + k_{zy} \cdot \frac{M_{y,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{LT} \cdot W_y \cdot f_{vk}} + k_{zz} \cdot \frac{M_{z,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{W_z \cdot f_{vk}} \leq 1$$

[C4.2.37]

dove N_{Ed} , $M_{y,Ed}$ ed $M_{z,Ed}$ sono, rispettivamente, lo sforzo assiale ed i massimi momenti flettenti agenti sull'elemento nei piani dinamici y e z , A è l'area e W_y e W_z i moduli resistenti elastici per le sezioni di classe 3 e i moduli resistenti plastici per le sezioni di classe 1 e 2, e k_{yy} , k_{yz} , k_{zy} e k_{zz} sono opportuni coefficienti di interazione riportati nella seguente tabella.

k	Tipi di sezione	Sezioni di classe 3 e 4 (proprietà delle sezioni calcolate in campo elastico)	Sezioni di classe 1 e 2 (proprietà delle sezioni calcolate in campo plastico)
k_{yy}	I, H, Sezioni cave	$\alpha_{my} \cdot \left(1 + 0,6 \cdot \bar{\lambda}_y \cdot \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yk}} \right) \leq \alpha_{my} \cdot \left(1 + 0,6 \cdot \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yk}} \right)$	$\alpha_{my} \cdot \left(1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \cdot \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yk}} \right) \leq \alpha_{my} \cdot \left(1 + 0,8 \cdot \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yk}} \right)$
k_{yz}	I, H, Sezioni cave	k_{zz}	$0,6 \cdot k_{zz}$
k_{zy}	I, H, Sezioni cave	$0,8 \cdot k_{yy}$	$0,6 \cdot k_{yy}$
k_{zz}	I, H	$\alpha_{mz} \cdot \left(1 + 0,6 \cdot \bar{\lambda}_y \cdot \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yk}} \right) \leq \alpha_{mz} \cdot \left(1 + 0,6 \cdot \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yk}} \right)$	$\alpha_{mz} \cdot \left(1 + (2\bar{\lambda}_y - 0,6) \cdot \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yk}} \right) \leq \alpha_{mz} \cdot \left(1 + 1,4 \cdot \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yk}} \right)$
	Sezioni cave		$\alpha_{mz} \cdot \left(1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \cdot \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yk}} \right) \leq \alpha_{mz} \cdot \left(1 + 0,8 \cdot \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yk}} \right)$

Per pressoflessione retta, $M_{y,Ed} \neq 0$, $k_{zy} = 0$ ($M_{z,Ed} = 0$).

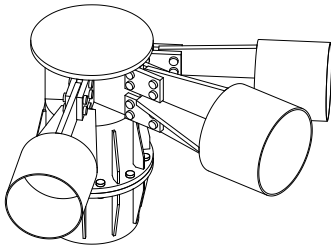
8.4 Verifica di resistenza delle connessioni metalliche

Data la natura e la tipologia delle connessioni metalliche della struttura, si sono adottate diverse metodologie di verifica a seconda del tipo di connessione. Si riportano di seguito i criteri di verifica di:

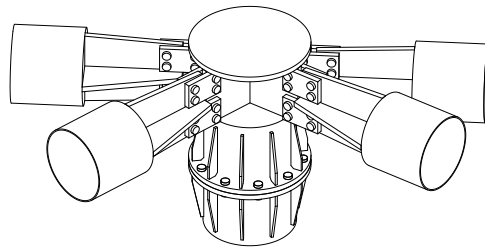
- 1) Connessioni ai nodi “trave-colonna”;
- 2) Connessioni ai nodi “trave-trave”

8.4.1 Connessioni travi-colonna

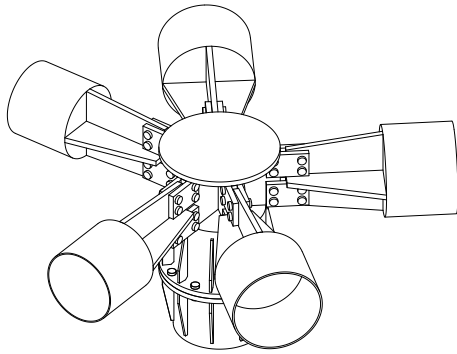
Le connessioni trave-colonna sono realizzate con un sistema di piastre in acciaio sagomate esaldate a croce di spessore 2 cm, connesse alle travi tubolari della struttura principale e al nodo lato colonna tramite doppio coprighiunto bullonato in acciaio con bulloni M16 di classe 8.8. la piastra di connessione cruciforme presenta dei fori asolati per favorire le operazioni di messa in opera e montaggio. La connessione lato colonna è prevista con un sistema di fazzoletti in acciaio di spessore 2 cm, irrigiditi da una piastra circolare di chiusura in testa anch'essa di spessore 2 cm. A seconda della tipologia di nodo, si distinguono nodi con 3, 4, 5 e 6 travi convergenti. I vari schemi sono riportati in figura. Le verifiche di resistenza sulle flange di collegamento, sui coprighiunti e sulle bullonature viene eseguito in accordo a quanto previsto dalle NTC 2018 al capitolo 4.2.8 “Unioni”.



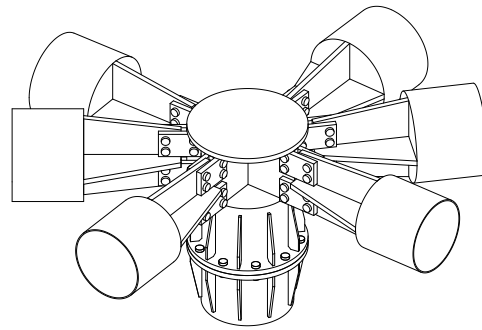
Nodo trave - colonna
(3 travi convergenti)



Nodo trave - colonna
(4 travi convergenti)



Nodo trave - colonna
(5 travi convergenti)

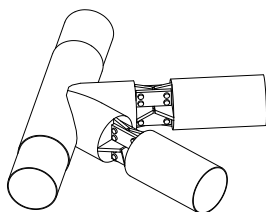


Nodo trave - colonna
(6 travi convergenti)

Tipologie di connessioni trave-colonna

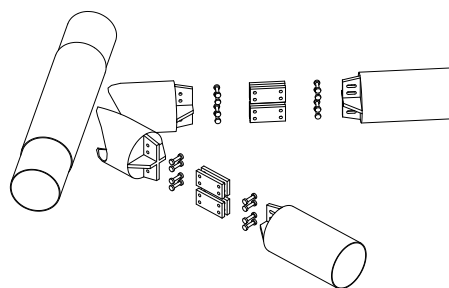
8.4.2 Connessioni trave-trave

Le connessioni intermedie tra le travi (principali e secondarie) sono realizzate con un sistema a tubi saldati alla travatura principale, direzionati secondo lo sviluppo delle travi secondarie, e da un sistema di piastre in acciaio sagomate a cui vengono connesse le travi secondarie sempre tramite il sistema a doppio coprigiunto in acciaio bullonato. La membratura principale, costituita in questo caso dai tubolari a cui convergono gli altri tubolari in acciaio, prevede un rinforzo locale tramite un manicotto in acciaio di spessore 5 mm saldato al profilo per incrementare la sezione resistente che ospita le travi di collegamento. Le verifiche di resistenza tra le connessioni tubolari sopra descritte sono eseguite in accordo con quanto previsto dall'Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio. Parte 1-8: Progettazione dei nodi, mentre le verifiche di resistenza sulle flange di collegamento, sui coprigiunti e sulle bullonature viene eseguito in accordo a quanto previsto dalle NTC 2018 al capitolo 4.2.8 "Unioni". I vari schemi sono riportati in figura.

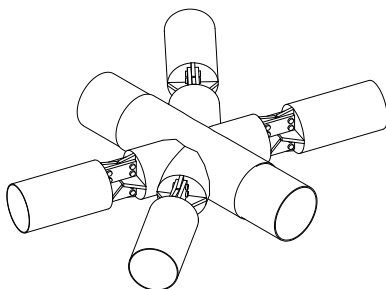


Assonometria

Nodo trave - trave
(nodo tipo K)

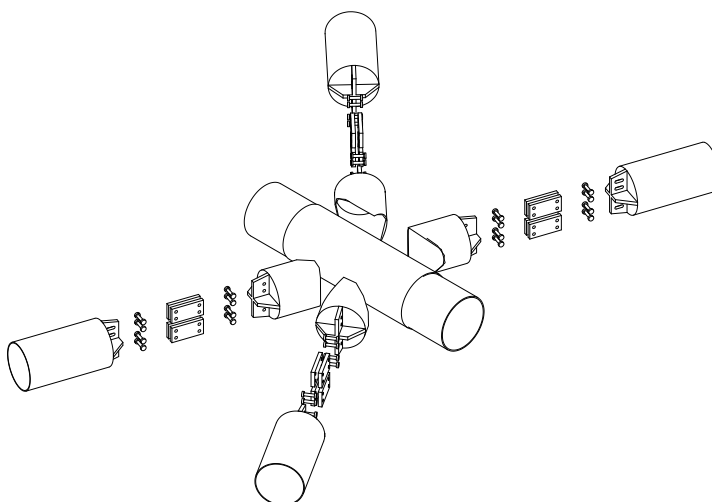


Esploso assonometrico



Assonometria

Nodo trave - trave
(nodo tipo DK)



Esploso assonometrico

Tipologie di connessioni trave-trave

8.4.3 Verifica unioni bullonate

La verifica delle unioni bullonate tra le membrature è stata eseguita in accordo a quanto previsto dalle NTC 2018 di cui al punto 4.2.8 (Unioni).

In particolare, la norma recita:

Le sollecitazioni agenti nei collegamenti allo stato limite ultimo e allo stato limite di esercizio si devono valutare con i criteri indicati in § 4.2.2.

Le sollecitazioni così determinate possono essere distribuite, con criteri elastici oppure plastici, nei singoli elementi costituenti i collegamenti strutturali tra le membrature a condizione che:

- le azioni così ripartite fra gli elementi di unione elementari (unioni) del collegamento siano in equilibrio con quelle applicate esoddisfino la condizione di resistenza imposta per ognuno di essi;
- le deformazioni derivanti da tale distribuzione delle sollecitazioni all'interno degli elementi di unione non superino la loro capacità di deformazione.

Per il calcolo della resistenza a taglio delle viti e dei chiodi, per il rifollamento delle piastre collegate e per il precarico dei bulloni, si adottano i fattori parziali γ_M indicati in Tab. 4.2.XIV

Tab. 4.2. XIV - Coefficienti di sicurezza per la verifica delle unioni.

Resistenza dei bulloni	$\gamma_{M2} = 1,25$
Resistenza dei chiodi	
Resistenza delle connessioni a perno	
Resistenza delle saldature a parziale penetrazione e a cordone d'angolo	
Resistenza dei piatti a contatto	
Resistenza a scorrimento: per SLU	$\gamma_{M3} = 1,25$
per SLE	$\gamma_{M3} = 1,10$
Resistenza delle connessioni a perno allo stato limite di esercizio	$\gamma_{M6,ser} = 1,0$
Precarico di bullone ad alta resistenza con serraggio controllato con serraggio non controllato	$\gamma_{M7} = 1,0$ $\gamma_{M7} = 1,10$

La posizione dei fori per le unioni bullonate o chiodate deve rispettare le limitazioni presentate nella Tab. 4.2.XVIII, che fa riferimento agli schemi di unione riportati nella Fig. 4.2.5.

Tab. 4.2.XVIII - Posizione dei fori per unioni bullonate e chiodate.

Distanze e interassi (Fig. 4.2.5)	Minimo	Massimo		
		Unioni esposte a fenomeni corrosivi o ambientali	Unioni non esposte a fenomeni corrosivi o ambientali	Unioni di elementi in acciaio resistente alla corrosione (UNI EN10025-5)
e_1	$1,2 d_0$	$4t+40$ mm	-	$\max(8t;12$ mm)
e_2	$1,2 d_0$	$4t+40$ mm	-	$\max(8t;125$ mm)
P_1	$2,2 d_0$	$\min(14t;200$ mm)	$\min(14t;200$ mm)	$\min(14t;175$ mm)
$P_{1,0}$	-	$\min(14t;200$ mm)	-	-
$P_{1,i}$	-	$\min(28t;400$ mm)	-	-
P_2	$2,4 d_0$	$\min(14t;200$ mm)	$\min(14t;200$ mm)	$\min(14t;175$ mm)

L'instabilità locale del piatto posto tra i bulloni/chiodi non deve essere considerata se $(p_1/t) < [9(235/f_y)^{0,5}]$: in caso contrario si assumerà una lunghezza di libera inflessione pari a $0,6 \cdot p_1$.
t è lo spessore minimo degli elementi esterni collegati.

I fori devono avere diametro uguale a quello del bullone maggiorato al massimo di 1 mm, per bulloni sino a 20 mm di diametro, e di 1,5 mm per bulloni di diametro maggiore di 20 mm. Si può derogare da tali limiti quando eventuali assestamenti sotto i carichi di servizio non comportino il superamento dei limiti di deformabilità o di servizio. Quando necessario, è possibile adottare "accoppiamenti di precisione" in cui il gioco foro-bullone non dovrà superare 0,3 mm per bulloni sino a 20 mm di diametro e 0,5 mm per bulloni di diametro superiore, o altri accorgimenti di riconosciuta validità.

Per fori asolati o maggiorati devono essere utilizzate le indicazioni riportate in UNI EN 1993-1-8.

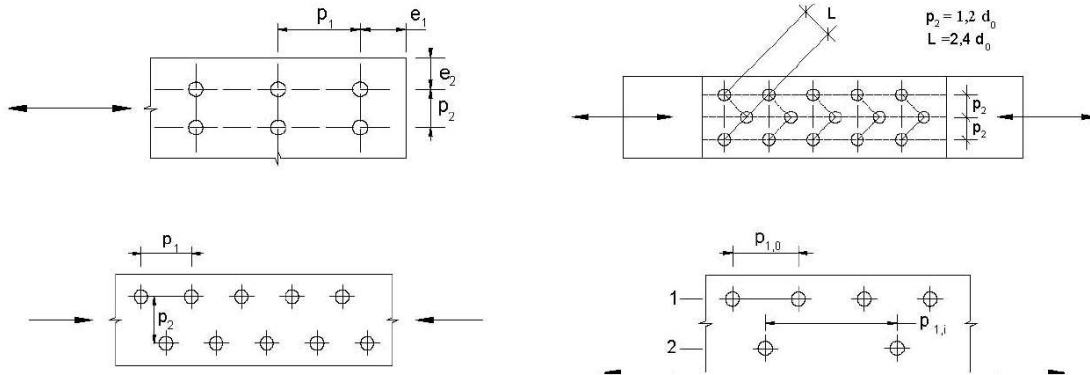


Fig. 4.2.5 - Disposizione dei fori per le realizzazioni di unioni bullonate o chiodate

Unioni con bulloni o chiodi soggette a taglio e/o a trazione

La resistenza di progetto a taglio dei bulloni e dei chiodi F_v, R_d , per ogni piano di taglio che interessa il gambo dell'elemento di connessione, può essere assunta pari a:

$$F_{v,Rd} = 0,6 f_{tbk} A_{res} / \gamma_{M2}, \quad \text{bulloni classe 4.6, 5.6 e 8.8;} \quad [4.2.63]$$

A_{res} indica l'area resistente della vite e si adotta quando il piano di taglio interessa la parte filettata della vite.

La resistenza di progetto a rifollamento F_b, R_d del piatto dell'unione, bullonata o chiodata, può essere assunta pari a:

$$F_{b,Rd} = k \alpha f_{tk} d t / \gamma_{M2}, \quad [4.2.67]$$

dove:

d è il diametro nominale del gambo del bullone,

t è lo spessore della piastra collegata,

f_{tk} è la resistenza caratteristica a rottura del materiale della piastra collegata,

$\alpha = \min \{e_1 / (3 d_0) ; f_{tbk} / f_{tk} ; 1\}$ per bulloni di bordo nella direzione del carico applicato,

$\alpha = \min \{p_1 / (3 d_0) - 0,25 ; f_{tbk} / f_{tk} ; 1\}$ per bulloni interni nella direzione del carico applicato,

$k = \min \{2,8 e_2 / d_0 - 1,7 ; 2,5\}$ per bulloni di bordo nella direzione perpendicolare al carico applicato,

$k = \min \{1,4 p_2 / d_0 - 1,7 ; 2,5\}$ per bulloni interni nella direzione perpendicolare al carico applicato,

essendo e_1 , e_2 , p_1 e p_2 indicati in Fig. 4.2.5 e d_0 il diametro nominale del foro di alloggiamento del bullone.

La resistenza di progetto a trazione degli elementi di connessione $F_{t,Rd}$ può essere assunta pari a:

$$F_{t,Rd} = 0,9 f_{tbk} A_{res} / \gamma_{M2}, \text{ per i bulloni;} \quad [4.2.68]$$

Inoltre, nelle unioni bullonate soggette a trazione è necessario verificare la piastra a punzonamento; ciò non è richiesto per le unioni chiodate. La resistenza di progetto a punzonamento del piatto collegato è pari a

$$B_{p,Rd} = 0,6 \pi d_m t_p f_{tk} / \gamma_{M2}; \quad [4.2.70]$$

dove d_m è il minimo tra il diametro del dado e il diametro medio della testa del bullone; t_p è lo spessore del piatto e f_{tk} è la tensione di rottura dell'acciaio del piatto.

La resistenza di progetto complessiva della singola unione a taglio è perciò data da $\min (F_{v,Rd}; F_b,Rd)$, mentre la resistenza di progetto della singola unione a trazione è ottenuta come $\min (B_p,Rd; F_t,Rd)$.

Nel caso di presenza combinata di trazione e taglio si può adottare la formula di interazione lineare:

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1,4F_{t,Rd}} \leq 1 \quad [4.2.71]$$

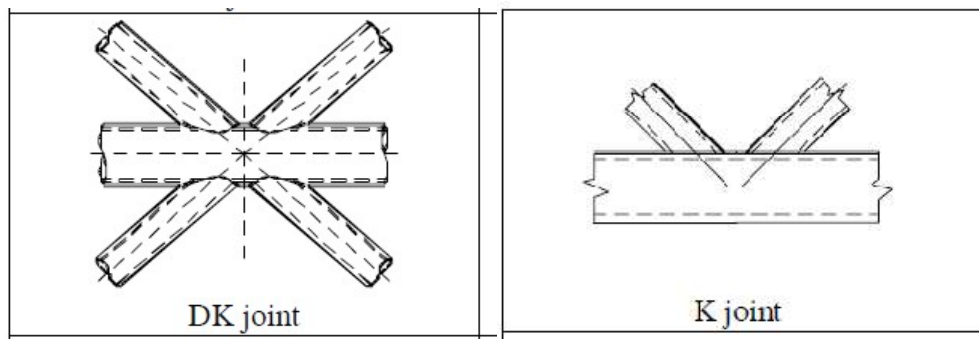
con la limitazione

$$\frac{F_{t,Ed}}{F_{t,Rd}} \leq 1$$

dove con $F_{v,Ed}$ ed $F_{t,Ed}$ si sono indicate rispettivamente le sollecitazioni di taglio e di trazione agenti sull'unione; per brevità, le resistenze a taglio ed a trazione dell'unione sono state indicate con $F_{v,Rd}$ ed $F_{t,Rd}$.

8.4.4 Verifica connessioni tra le membrature

La verifica delle connessioni trave-trave è eseguita in accordo con le disposizioni dell'Eurocodice 3, parte 1-8 al capitolo 7 "connessioni tubolari cave", distinguendo le tipologie di connessioni a DK per le travi interne e a K per le travi di bordo.



Le verifiche possono essere eseguite se sussistono i seguenti criteri:

- Gli elementi di compressione degli elementi devono soddisfare i requisiti per la Classe 1 o la Classe 2 di cui alla EN 1993-1-1 per la condizione di pura flessione;
- Gli angoli θ_i tra gli elementi principali e secondari adiacenti devono essere $\geq 30^\circ$;
- Le estremità dei membri che si incontrano in una giuntura devono essere preparate in modo tale che la loro sezione trasversale non venga modificata;
- Nei giunti di tipo a fessura, al fine di garantire che il gioco sia adeguato per la formazione di saldature soddisfacenti, lo spazio tra gli elementi del controvento non deve essere inferiore a $(t_1 + t_2)$;
- Nei tipi di giunti sovrapposti, la sovrapposizione deve essere sufficientemente grande da garantire che l'interconnessione degli elementi del tutore sia sufficiente per un trasferimento di taglio adeguato da un sostegno all'altro. In ogni caso illa sovrapposizione dovrebbe essere almeno del 25%;
- Laddove i bracci sovrapposti hanno spessori diversi e / o diversi gradi di resistenza, il membro con il valore $t_i \cdot f_y$ più basso dovrebbe sovrapporsi all'altro membro;
- Laddove i bracci sovrapposti sono di larghezza diversa, il membro più stretto dovrebbe sovrapporsi a quello più largo

La tensione nella membratura principale deve essere determinata come:

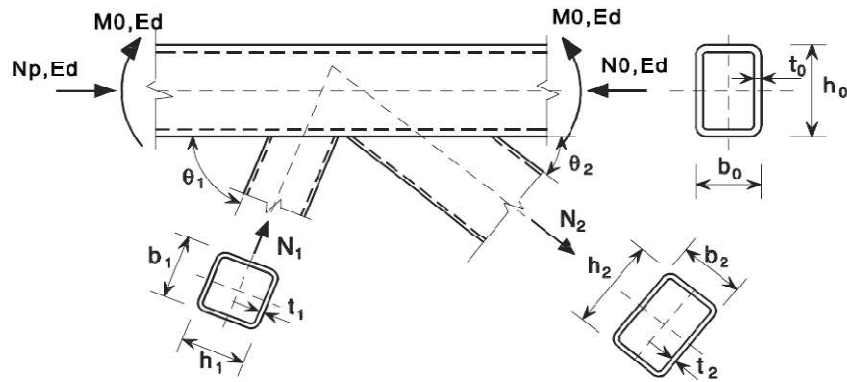
$$\sigma_{0,Ed} = \frac{N_{0,Ed}}{A_0} + \frac{M_{0,Ed}}{W_{e(,0)}} \quad \dots (7.1)$$

$$\sigma_{p,Ed} = \frac{N_{p,Ed}}{A_0} + \frac{M_{0,Ed}}{W_{e(,0)}} \quad \dots (7.2)$$

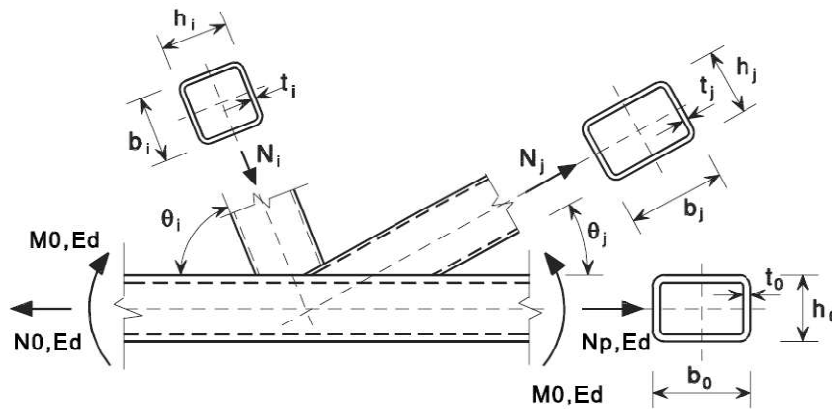
Con

$$N_{p,Ed} = N_{0,Ed} - \sum_{i>0} N_{i,Ed} \cos \theta_i$$

In cui $M_{0,Ed}$ è il momento nel piano, W_e è il modulo di resistenza della membratura, A_0 è l'area della sezione resistente, $\sigma_{0,Ed}$ è lo sforzo normale massimo di compressione di calcolo nella membratura principale, mentre $\sigma_{p,Ed}$ rappresenta il valore di $\sigma_{0,Ed}$ sottraendo la componente di tensione parallela all'asse della membratura principale come rappresentato in figura:



b) Gap joint with two brace members



c) Overlap joint with two brace members

Modi di rottura delle connessioni con sezioni tubolari (punto 7.2.2 Eurocodice 3 parte 1-8)

- a) Rottura o plasticizzazione della faccia della membratura principale;
- b) Rottura o plasticizzazione della parete laterale della membratura principale (snervamento, rottura o instabilità);
- c) Rottura a taglio;
- d) Punzonamento a taglio: rottura di una parete della sezione cava (inizio della fessura che porta alla rottura delle membrature secondarie);
- e) Rottura delle membrature secondarie: con larghezza effettiva ridotta (incrinature nelle saldature o nelle membrature secondarie)
- f) Instabilità locale: rottura del tubolare secondario o del primario in corrispondenza della connessione

Per le connessioni saldate di cui al punto 7.4.1 si deve considerare quanto segue:

- Per giunti compresi nell'intervallo di validità indicato nella Tabella 7.1, è necessario prendere in considerazione solo la verifica a) e c) . La resistenza di progetto di una connessione deve essere considerata come il valore minimo per questi due criteri;
- Per le giunzioni al di fuori dell'intervallo di validità indicato nella Tabella 7.1, devono essere considerati tutti i criteri indicati in 7.2.2. Inoltre, i momenti secondari nelle articolazioni causati dalla loro rigidità rotazionale dovrebbero essere presi in considerazione.

Table 7.1: Range of validity for welded joints between CHS brace members and CHS chords

	0,2	≤	d/d_0	≤	1,0	
Class 2 and but	10	≤	d_0/t_0	≤	50	generally for X joints
	10	≤	d_0/t_0	≤	40	
Class 2 and	10	≤	d_i/t_i	≤	50	
λ_{sv}	≥	25%				
g	≥	$t_1 + t_2$				

Per le connessioni soggette solo a sforzo normale, lo sforzo normale di calcolo non deve superare lo sforzo normale resistente, calcolato in accordo con quanto previsto alla tabella 7.2. Gli elementi secondari per le connessioni soggette a sforzo normale e momento flettente, deve essere soddisfatta la seguente relazione:

$$\frac{N_{i,Ed}}{N_{i,Rd}} + \left[\frac{M_{ip,i,Ed}}{M_{ip,i,Rd}} \right]^2 + \frac{M_{op,i,Ed}}{M_{op,i,Rd}} \leq 1,0 \quad \dots (7.3)$$

- $M_{ip,i,Rd}$ is the design in-plane moment resistance;
- $M_{ip,i,Ed}$ is the design in-plane internal moment;
- $M_{op,i,Rd}$ is the design out-of-plane moment resistance;
- $M_{op,i,Ed}$ is the design out-of-plane internal moment.

Table 7.2: Design axial resistances of welded joints between CHS brace members and CHS chords

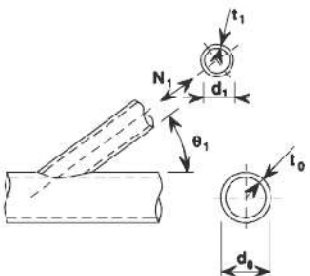
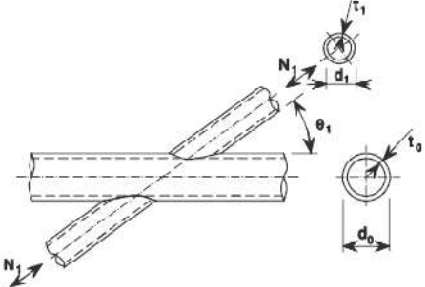
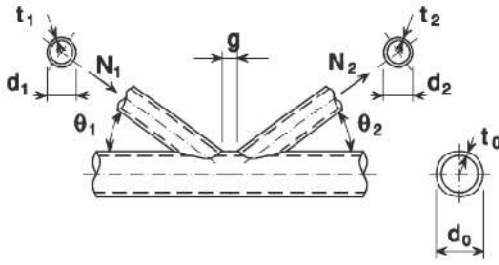
Chord face failure - T and Y joints		
	$N_{1,Rd} = \frac{\gamma^{0,2} k_p f_{y0} t_0^2}{\sin \theta_1} (2,8 + 14,2 \beta^2) / \gamma_{M5}$	
Chord face failure - X joints		
	$N_{1,Rd} = \frac{k_p f_{y0} t_0^2}{\sin \theta_1} \frac{5,2}{(1 - 0,81 \beta)} / \gamma_{M5}$	
Chord face failure - K and N gap or overlap joints		
	$N_{1,Rd} = \frac{k_g k_p f_{y0} t_0^2}{\sin \theta_1} \left(1,8 + 10,2 \frac{d_1}{d_0} \right) / \gamma_{M5}$	$N_{2,Rd} = \frac{\sin \theta_1}{\sin \theta_2} N_{1,Rd}$
Punching shear failure	K, N and KT gap joints and all T, Y and X joints	$[i = 1, 2 \text{ or } 3]$
When $d_i \leq d_0 - 2t_0$: $N_{i,Rd} = \frac{f_{y0}}{\sqrt{3}} t_0 \pi d_i \frac{1 + \sin \theta_i}{2 \sin^2 \theta_i} / \gamma_{M5}$		
Factors k_g and k_p		
$k_g = \gamma^{0,2} \left(1 + \frac{0,024 \gamma^{1,2}}{1 + \exp(0,5 g / t_0 - 1,33)} \right)$		(see Figure 7.6)
For $n_p > 0$ (compression):	$k_p = 1 - 0,3 n_p (1 + n_p)$	but $k_p \leq 1,0$
For $n_p \leq 0$ (tension):	$k_p = 1,0$	

Table 7.5: Design resistance moments of welded joints between CHS brace members and CHS chords

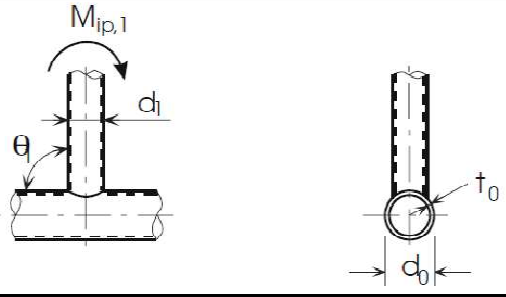
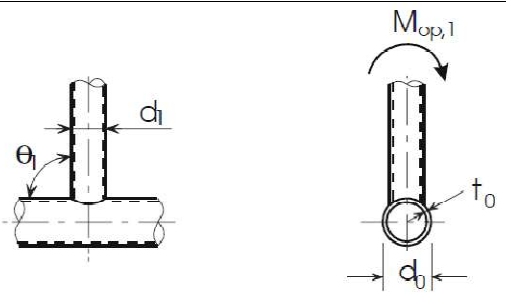
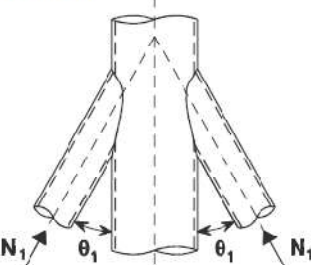
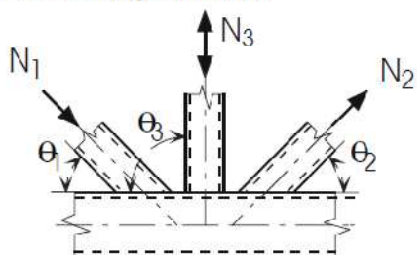
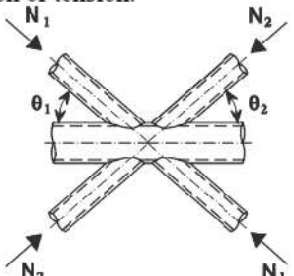
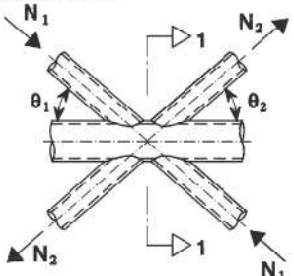
Chord face failure - T, X, and Y joints	
	$M_{ip,1,Rd} = 4,85 \frac{f_{y0} t_0^2 d_1}{\sin \theta_1} \sqrt{\gamma} \beta k_p / \gamma_{M5}$
Chord face failure - K, N, T, X and Y joints	
	$M_{op,1,Rd} = \frac{f_{y0} t_0^2 d_1}{\sin \theta_1} \frac{2,7}{1 - 0,81\beta} k_p / \gamma_{M5}$
Punching shear failure - K and N gap joints and all T, X and Y joints	
When $d_1 \leq d_0 - 2t_0$:	
$M_{ip,1,Rd} = \frac{f_{y0} t_0 d_1^2}{\sqrt{3}} \frac{1 + 3 \sin \theta_1}{4 \sin^2 \theta_1} / \gamma_{M5}$	
$M_{op,1,Rd} = \frac{f_{y0} t_0 d_1^2}{\sqrt{3}} \frac{3 + \sin \theta_1}{4 \sin^2 \theta_1} / \gamma_{M5}$	
Factor k_p	
For $n_p > 0$ (compression): $k_p = 1 - 0,3 n_p (1 + n_p)$ but $k_p \leq 1,0$ For $n_p \leq 0$ (tension): $k_p = 1,0$	

Table 7.6: Design criteria for special types of welded joints between CHS brace members and CHS chords

Type of joint	Design criteria
<p>The forces may be either tension or compression but shall act in the same direction for both members.</p>  <p>Member 1 is always in compression and member 2 is always in tension.</p> 	$N_{1,Ed} \leq N_{1,Rd}$ <p>where $N_{1,Rd}$ is the value of $N_{1,Rd}$ for an X joint from Table 7.2.</p> $N_{1,Ed} \sin \theta_1 + N_{3,Ed} \sin \theta_3 \leq N_{1,Rd} \sin \theta_1$ $N_{2,Ed} \sin \theta_2 \leq N_{1,Rd} \sin \theta_1$ <p>where $N_{1,Rd}$ is the value of $N_{1,Rd}$ for a K joint from Table 7.2 but with $\frac{d_1}{d_0}$ replaced by: $\frac{d_1 + d_2 + d_3}{3d_0}$</p>
<p>All bracing members shall always be in either compression or tension.</p> 	$N_{1,Ed} \sin \theta_1 + N_{2,Ed} \sin \theta_2 \leq N_{x,Rd} \sin \theta_x$ <p>where $N_{x,Rd}$ is the value of $N_{x,Rd}$ for an X joint from Table 7.2, where $N_{x,Rd} \sin \theta_x$ is the larger of:</p> $ N_{1,Rd} \sin \theta_1 \text{ and } N_{2,Rd} \sin \theta_2 $
<p>Member 1 is always in compression and member 2 is always in tension.</p> 	$N_{i,Ed} \leq N_{i,Rd}$ <p>where $N_{i,Rd}$ is the value of $N_{i,Rd}$ for a K joint from Table 7.2, provided that, in a gap-type joint, at section 1-1 the chord satisfies:</p> $\left[\frac{N_{0,Ed}}{N_{0,p(Ed)}} \right]^2 + \left[\frac{V_{0,Ed}}{V_{0,p(Ed)}} \right]^2 \leq 1,0$

9 DIMENSIONAMENTO DI MASSIMA

Si riportano i criteri progettuali degli elementi strutturali nonché dell'intero complesso strutturale delle colonne e delle travi di copertura.

9.1 Dimensionamento di massima elementicovertura

Per il dimensionamento di massima dell'orditura principale della copertura si è considerato, visto il grado di vincolo della struttura reticolare, uno schema di trave semplicemente appoggiata alle estremità e soggetta alla propria forza peso, al carico permanente dell'orditura secondaria considerato per area di influenza, al peso del telone di copertura e al carico da neve, valutati nella combinazione allo quasi permanente allo SLE.

Il carico complessivo uniformemente ripartito sulla travatura, proveniente dall'analisi dei carichi, risulta:

$$q=1.6 \text{ kN/m}$$

la corrispondente freccia massima viene calcolata secondo la seguente relazione:

$$f_{\max} = \frac{5}{384} \frac{ql^4}{EI}$$

Ottenuta per una lunghezza massima della campata di 12.80m. Assumendo un profilo tubolare cavo di dimensioni 329 x 6.3 mm, con un'inerzia $I= 7928 \text{ cm}^3$, si ha:

$$f_{\max} = 3.38 \text{ cm}$$

che viene confrontato, cautelativamente, con un limite max di freccia pari a 1/350, ovvero 3.65 cm, indicando un ampio margine di sicurezza dal punto di vista della deformabilità.

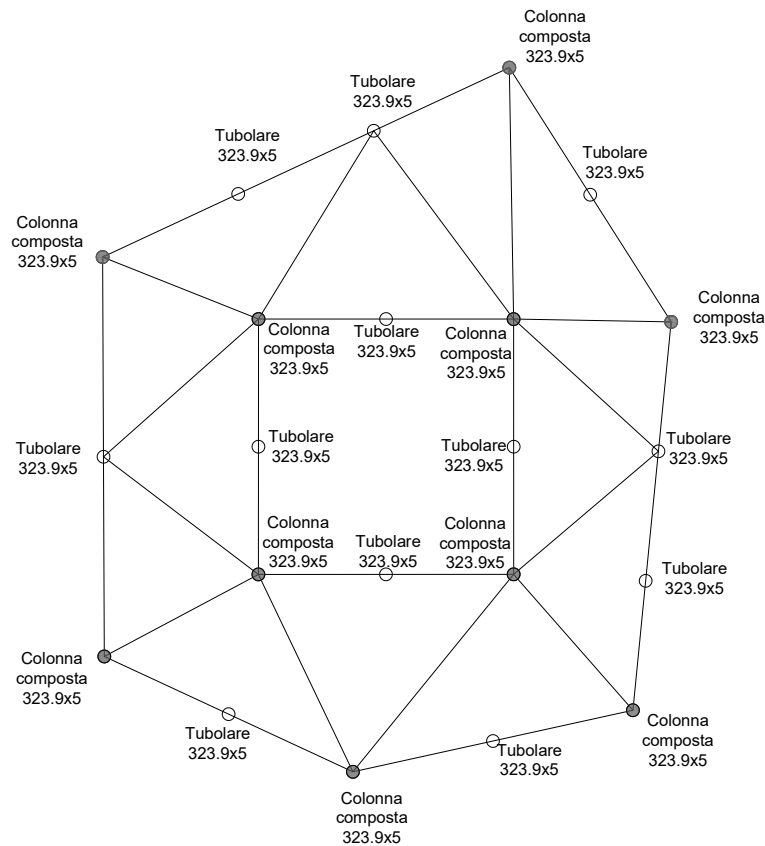
Le travature di luce inferiore saranno previste con profili tubolari 329x5 mm e 274x4 mm a seconda della lunghezza delle luci.

9.2 Dimensionamento di massima colonne

Per il dimensionamento di massima delle colonne si fa riferimento allo spostamento massimo consentito al punto 4.2.4.2.2 delle NTC per le strutture monopiano che non siano capannoni industriali, ovvero 1/300 dell'altezza della costruzione. Considerando la copertura come un sistema reticolare, lo schema di calcolo delle colonne si riconduce a quello di un'insieme di aste incastrate al piede ed incernierate in testa, queste ultime vincolate a spostarsi rigidamente nel piano. Si ipotizza l'utilizzo di profili tubolari 323,9 x 5 mm avente un'inerzia e una rigidezza pari a:

$$J_a = 6369 \times 10^4 \text{ mm}^4 \quad E_a J_a = 1,34 \times 10^{13} \text{ Nmm}^2$$

Allo scopo di conferire una rigidità maggiore alla struttura, si procede riempiendo una serie di colonne, nello specifico 6 sul bordo esterno e 4 su quello interno, con calcestruzzo, in maniera tale da rendere la sezione composta. Lo schema è riportato in figura.



Disposizione colonne tubolari cave e riempite di calcestruzzo

Secondo il punto 4.3.5.2 delle NTC, la rigidità efficace delle colonne composte in esercizio è calcolata come segue:

$$(EJ)_{eff} = E_a J_a + E_s J_s + k_e E_{c,eff} \cdot J_c \quad [4.3.16]$$

Dove k_e è pari a 0,6, $E_{c,eff}$ è il modulo elastico del calcestruzzo e J_c il momento d'inerzia della sezione di calcestruzzo.

$$EJ_{eff} = 0,6 \times 32623 \times 4,77 \times 10^8 = 2,24 \times 10^{13} \text{ Nmm}^2$$

La rigidità a taglio della struttura è somma delle rigidità a taglio delle colonne:

$$K_{struttura} = K_{tubolare} + K_{composta}$$

Dove $K_{tubolare}$ e $K_{composta}$ sono rispettivamente pari a:

$$K_{tubolare} = 6 \frac{3E_a J_a}{L_1^2} + 4 \frac{3E_a J_a}{L_2^2} = 1912 \frac{N}{mm} \quad K_{composta} = 8 \frac{3EJ_{eff}}{L_1^2} + 4 \frac{3EJ_{eff}}{L_2^2} = 2709 \frac{N}{mm}$$

Considerando L_1 pari a 6500 mm e L_2 uguale a 6000 mm. La forza da applicare per verificare gli spostamenti in testa della struttura è quella proveniente dalla condizione sismica allo SLD:

$$F_{SLD} = S_{SLD}(T_1) \frac{W}{g} \lambda$$

Dove λ è pari a 1, W è la massa sismica, calcolata come somma dei pesi degli elementi strutturali, pari a 500 kN, mentre $S_d(T_1)$ è l'accelerazione spettrale allo SLD. Si stima il periodo fondamentale della struttura come segue:

$$T_1 = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K}} = 2\pi \sqrt{\frac{50000 \text{ kg}}{4620792 \frac{N}{m}}} = 0.65 \text{ sec}$$

Quindi, entrando nello spettro si ricava:

$$S_{SLD}(T_1) = 0.123 \text{ g}$$

In definitiva, la forza sismica da applicare alla struttura è pari a:

$$F_{SLD} = 62 \text{ kN}$$

Lo spostamento in testa è uguale al rapporto tra la forza sismica e la rigidezza a taglio complessiva della struttura:

$$\delta_{SLD} = \frac{F_{SLD}}{K_{struttura}} = \frac{62000}{4620.79} = 13.4 \text{ mm}$$

Tale valore risulta notevolmente inferiore rispetto al limite normativo pari a:

$$\delta_{\max,SLD} = \frac{L}{300} = 21,7 \text{ mm}$$

La forza sismica verrà successivamente rideterminata sulla base di valutazioni più accurate del periodo fondamentale di vibrazione della struttura e delle masse partecipanti.

10 ANALISI STRUTTURALE

L'analisi strutturale è stata eseguita tramite l'ausilio del software di calcolo PRO_SAP PROfessional Structural Analysis Program, implementando la geometria della struttura costituente i profili tubolari

in acciaio che fungono da pilastri e delle travi tubolari che costituiscono l'orditura principale e secondaria. I profili sono modellati come elementi monodimensionali (elementi beam), assegnando le corrispondenti dimensioni delle sezioni e le caratteristiche dei materiali. Le connessioni tra gli elementi strutturali della copertura sono di tipo cerniera, mentre le connessioni delle colonne prevedono la configurazione di incastro alla base e cerniera in testa.

L'acciaio utilizzato è di tipo S275, mentre le dimensioni degli elementi strutturali sono di seguito riportate:

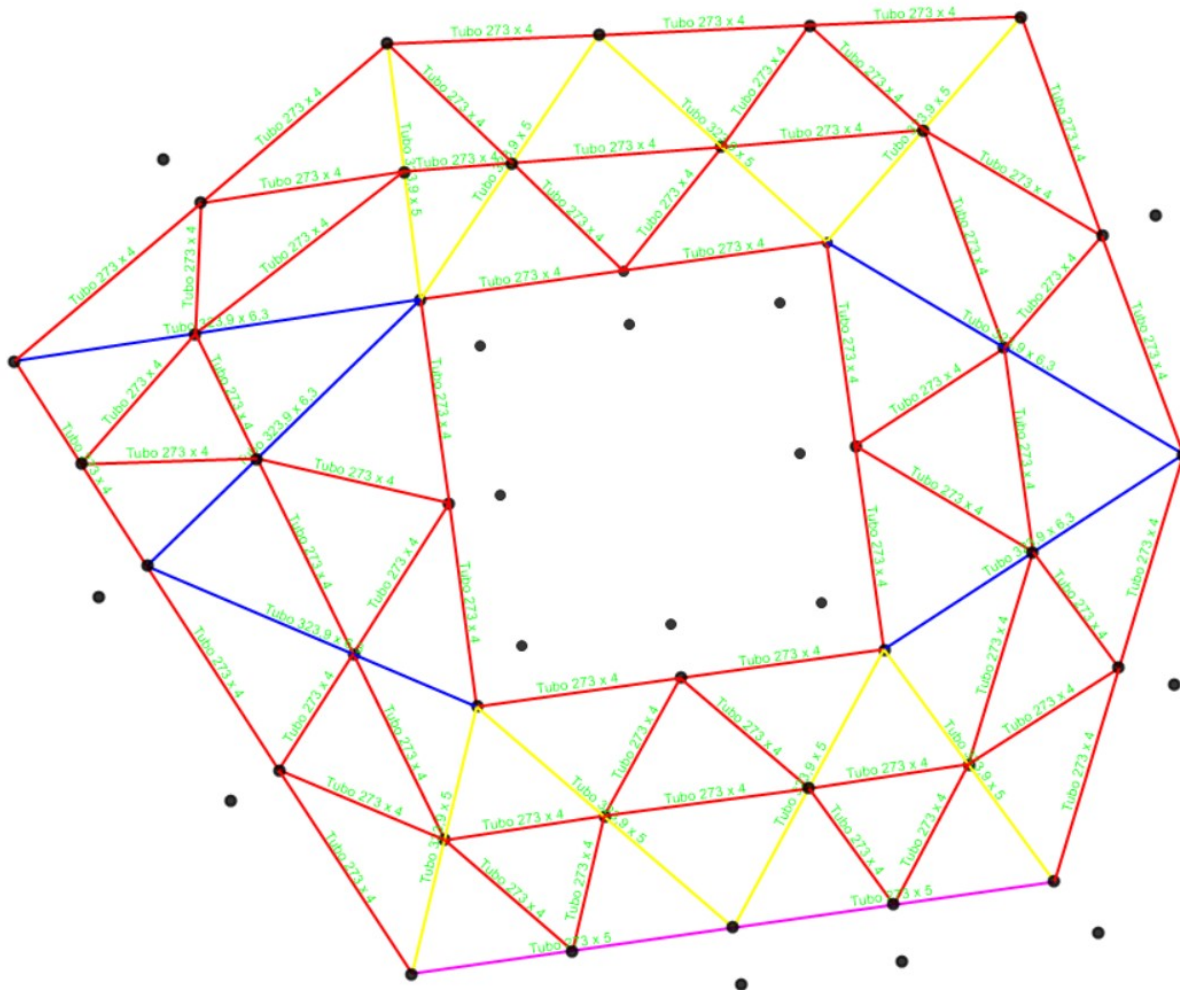
- Colonne: profili tubolari cavi, diametro 323 mm, spessore 5 mm;
- Travi principali, tipo 1: profili tubolari cavi, diametro 323 mm, spessore 5 mm
- Travi principali, tipo 2: profili tubolari cavi, diametro 323 mm, spessore 6.3 mm
- Travi secondarie: profili tubolari cavi, diametro 273 mm, spessore 4 mm
- Mensole: profili tubolari cavi, diametro 168.3 mm, spessore 4mm.

Differentemente dal peso proprio che viene automaticamente calcolato dal software, i carichi permanenti non strutturali e le azioni variabili sono stati valutati come segue:

- Peso del telone di copertura: carico a metro quadro applicato su elementi area delimitati dalla maglia strutturale
- Azione del vento: carico a metro quadro applicato su elementi area delimitati dalla maglia strutturale

I tabulati relativi alle coordinate nodali, l'assegnazione degli elementi e l'assegnazione delle sezioni sono contenuti negli allegati A1, A2 e A3.

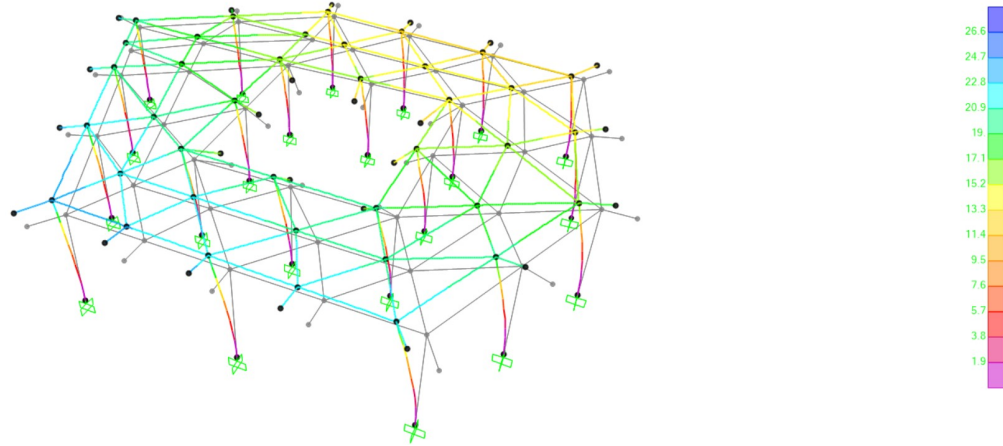
Di seguito lo schema di assegnazione dei profili.



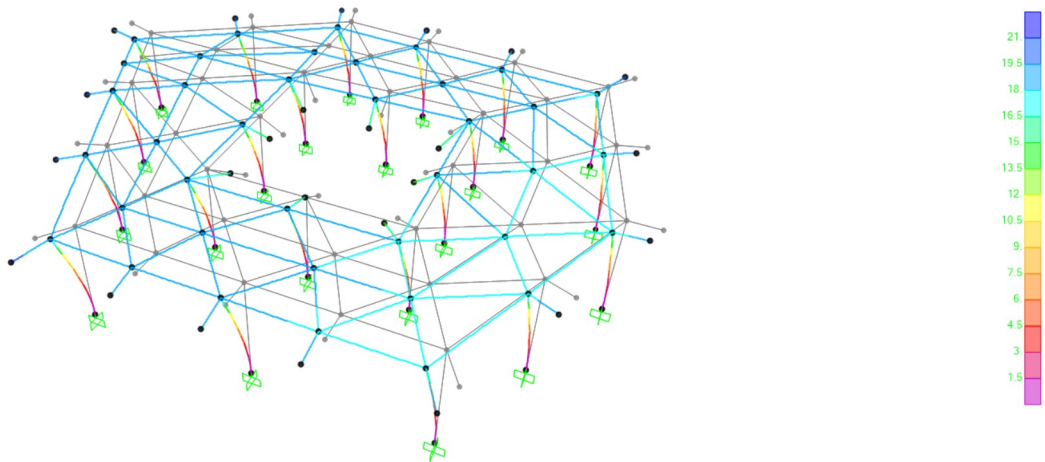
Assegnazione profili tubolari alla struttura di copertura

10.1 Analisi modale

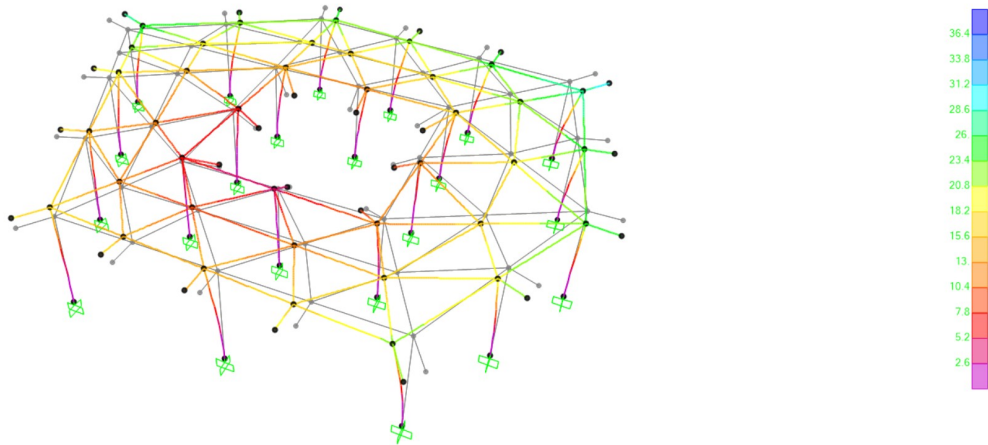
È stata eseguita un'analisi modale per la determinazione dei periodi propri e le frequenze della struttura per la valutazione della forza sismica e al fine di indagare su possibili effetti torsionali. Come è possibile notare dai risultati dell'analisi la struttura presenta modi disaccoppiati, con un periodo fondamentale di 0.478 secondi secondo le direzioni principali che coinvolgono oltre il 93% di massa partecipante. I risultati sono contenuti nell'allegato A4 della presente relazione.



Deformata modale modo 1: x, T=0.47895, f=2.0879



Deformata modale modo 1: y, T=0.47596, f=2.1010



Deformata modale modo 2, T=0.44885, f=2.22793

10.2 Valutazione della forza sismica

La risultante delle azioni sismiche allo SLD e allo SLV si valuta come

$$F_h^{SLD} = S_{e,SLD}(T) \cdot W \cdot \frac{\lambda}{g}$$

$$F_h^{SLV} = S_{d,SLV}(T) \cdot W \cdot \frac{\lambda}{g}$$

Dove W rappresenta il peso sismico della struttura, $S_{e,SLD}$, $S_{d,SLV}$ le ordinate spettrali agli stati limite di danno SLD e ultimi SLV rispettivamente, λ è un fattore di regolarità in altezza che viene posto pari a 1 per la struttura in oggetto, g è l'accelerazione gravitazionale.

Essendo il periodo della struttura T_1 pari a 0.478 secondi, la struttura ricade nel terzo ramo dello spettro da TC a TD, pertanto la forza sismica si valuta come segue:

$$T_C \leq T < T_D: S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

Sostituendo η con $1/q$ per il calcolo della forza allo stato limite ultimo SLV.

Considerato il peso sismico della struttura W pari a 500 kN, si ha per i due stati limite:

$$F_h^{SLD} = 83.25 \text{ kN}$$

$$F_h^{SLV} = 213.23 \text{ kN}$$

11 VERIFICHE STRUTTURALI

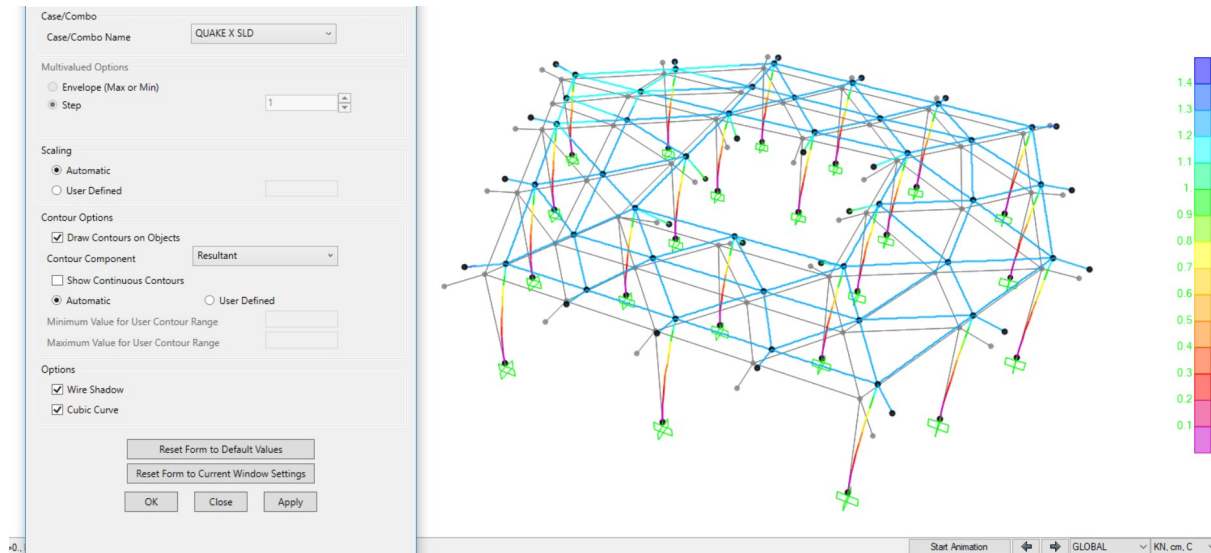
11.1 Risultati analisi strutturale: valutazione spostamenti allo SLD

Si riportano i risultati ottenuti per le combinazioni sismiche monodirezionali lungo x e y .

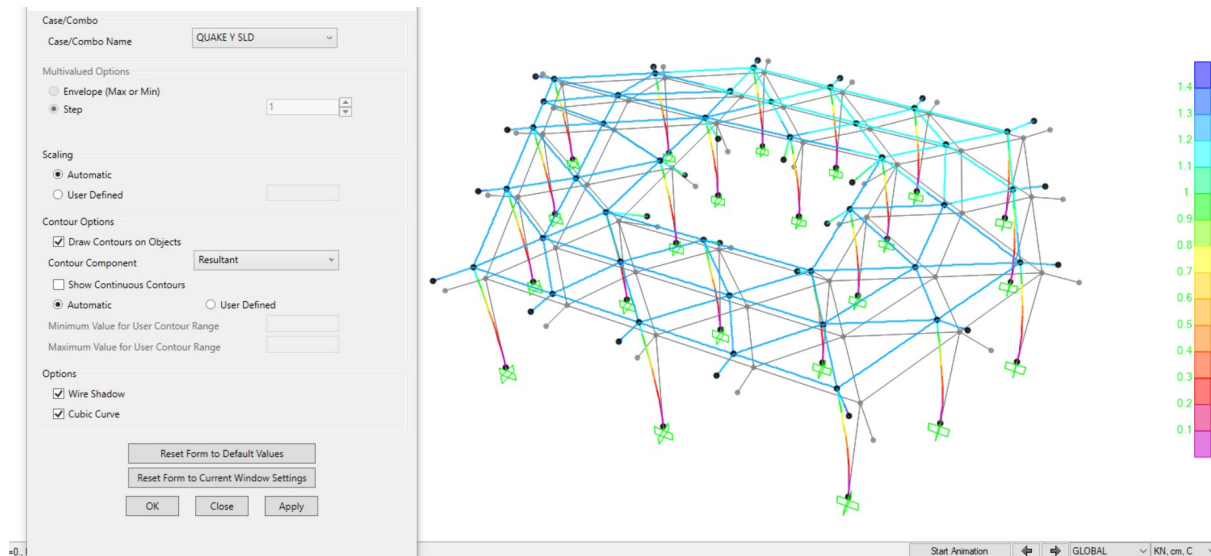
Per le combinazioni accoppiate Sisma 1.00 X+ 0.3 Y, Sisma 1 Y +0.3 X, combinate con le relative eccentricità accidentali, si ottiene uno spostamento max di 1.88 cm. Posto come limite di deformabilità uno spostamento orizzontale pari a:

$$h/300 = 650/300 = 2.16 \text{ cm}$$

con h pari all'altezza totale delle colonne. La verifica si ritiene soddisfatta in quanto $1.88 \text{ cm} < 2.16 \text{ cm}$. I risultati relativi agli spostamenti nodali sono riportati nell'allegato A5.



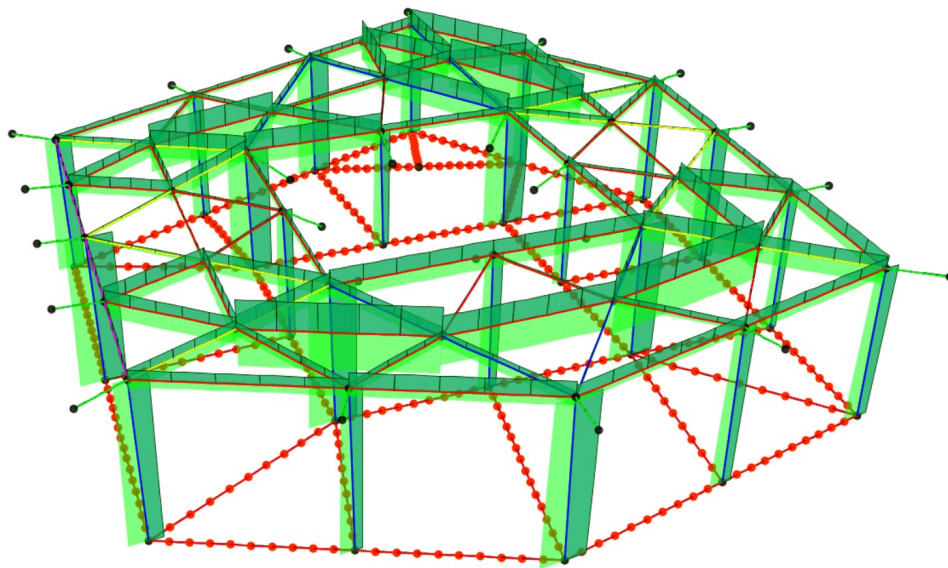
Spostamenti SLD x



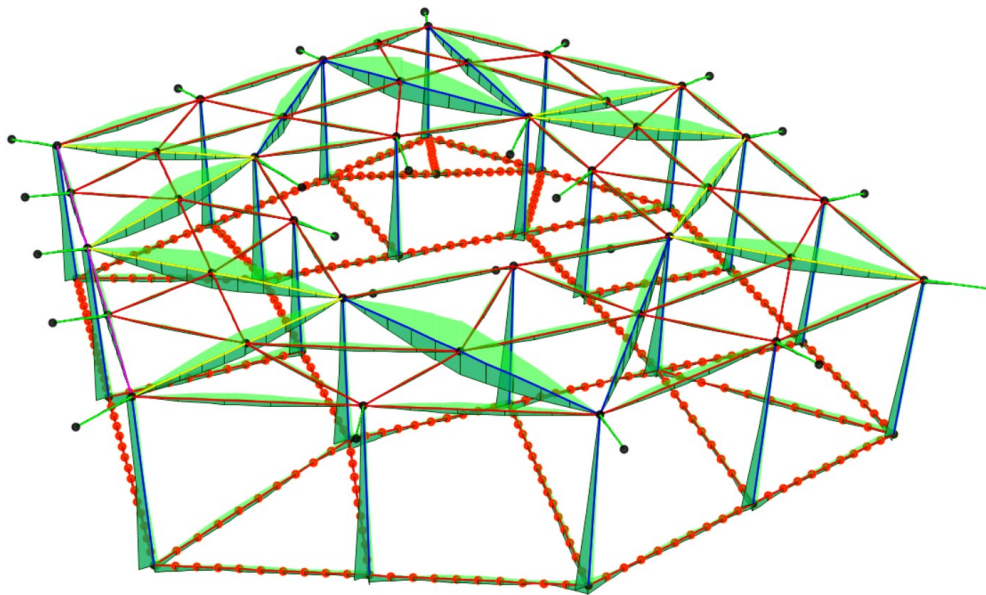
Spostamenti SLD y

11.2 Risultati analisi strutturale: valutazione sollecitazioni allo SLU e verifiche

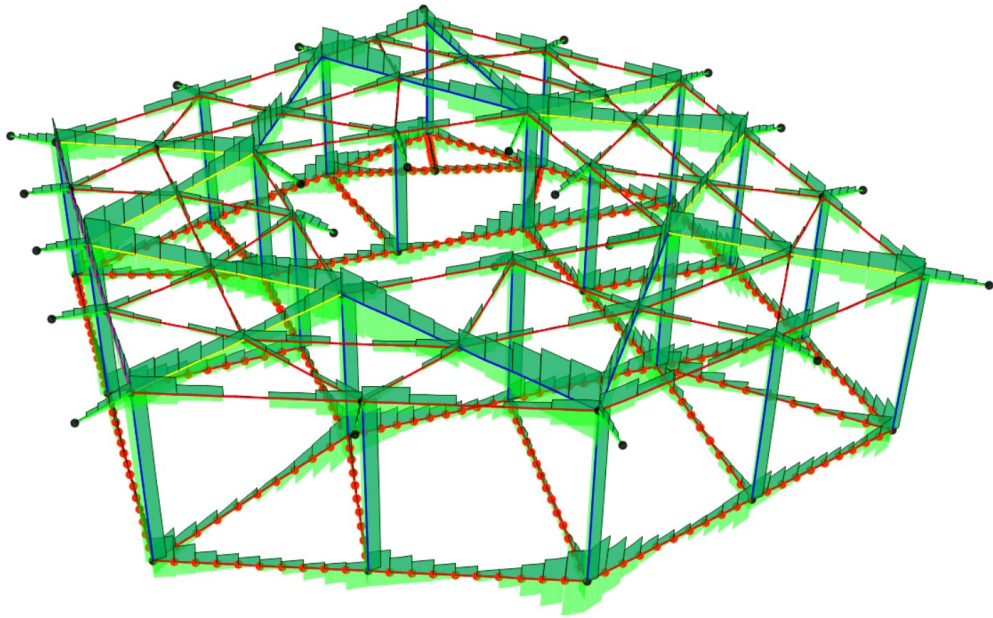
Si riportano gli involuipi delle sollecitazioni ottenute dalle combinazioni allo stato limite ultimo considerate. I corrispettivi tabulati sono riportati nell'allegato A6 per le travi e A7 per le colonne.



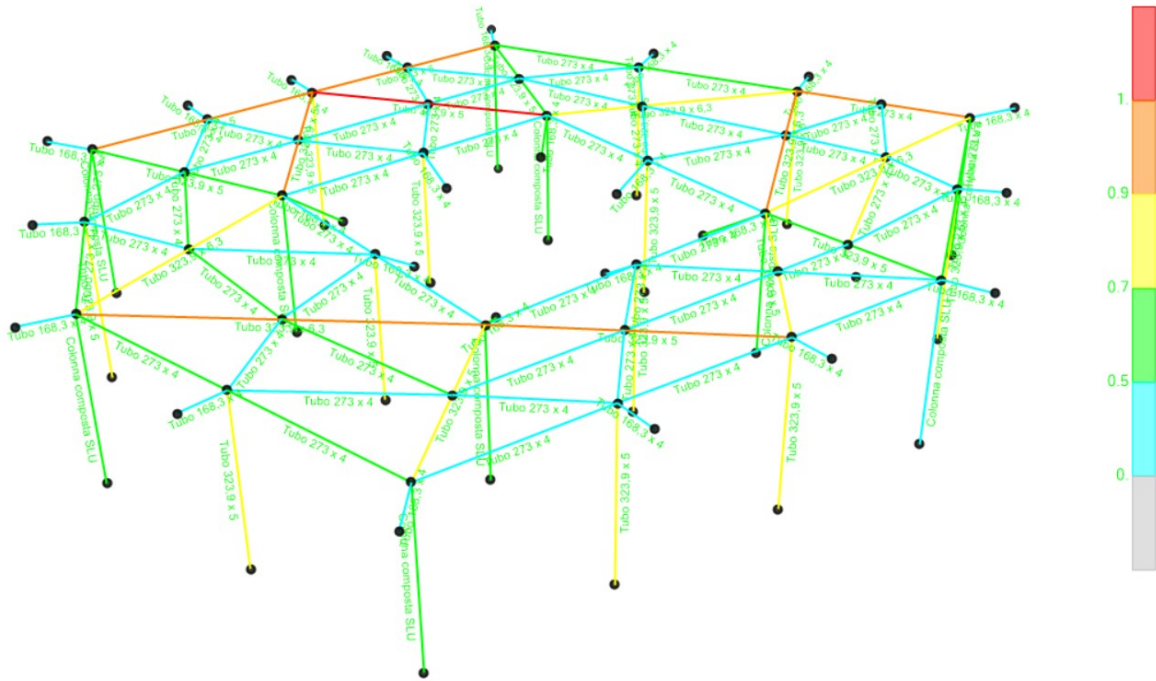
Inviluppo sforzo normale



Inviluppo momento flettente



Inviluppo taglio



Verifica elementi sovrastruttura

11.2.1 Verifiche colonne composte

Le sollecitazioni massime ottenute dall'involuppo allo SLU hanno restituito le sollecitazioni riportate nella tabella sottostante, per la quale lo sforzo normale max di compressione risulta pari a 119.16 kN e il momento alla base di 24.37 kNm.

Per le colonne composte aventi le caratteristiche riportate nel capitolo precedente, si ha che il carico massimo, considerati gli effetti di instabilità, risulta di 876 kN, mentre il momento resistente associato allo sforzo normale di progetto risulta pari a 114 kNm.

I valori ottenuti indicano che la struttura è ampiamente in condizioni di sicurezza.

Di seguito si riportano le calcolazioni.

Frame Text	Station m	OutputCase	CaseType Text	StepType Text	P KN	V2 KN	V3 KN	T KN-m	M2 KN-m	M3 KN-m
100	0	ENVELOPE	Combination	Min	-119.165	-4.932	-4.42	-3.2541	-20.2079	-24.374
98	0	ENVELOPE	Combination	Min	-110.289	-4.896	-3.747	-3.3448	-20.382	-23.7037
100	3	ENVELOPE	Combination	Min	-108.151	-4.932	-4.42	-3.2541	-6.9487	-9.5781
102	0	ENVELOPE	Combination	Min	-106.18	-4.277	-5.068	-3.486	-23.9588	-22.8445
96	0	ENVELOPE	Combination	Min	-104.377	-4.013	-4.236	-3.2536	-23.0299	-21.798
98	3	ENVELOPE	Combination	Min	-99.275	-4.896	-3.747	-3.3448	-9.1397	-9.0149
100	6	ENVELOPE	Combination	Min	-97.137	-4.932	-4.42	-3.2541	-7.0492	-9.4657
136	0	ENVELOPE	Combination	Min	-95.258	-2.902	-5.045	-0.0498	-16.6807	-17.822
102	3	ENVELOPE	Combination	Min	-95.165	-4.277	-5.068	-3.486	-8.7561	-10.0131
96	3	ENVELOPE	Combination	Min	-93.362	-4.013	-4.236	-3.2536	-10.3205	-9.7594
98	6	ENVELOPE	Combination	Min	-88.26	-4.896	-3.747	-3.3448	-9.5981	-6.6367
102	6	ENVELOPE	Combination	Min	-84.151	-4.277	-5.068	-3.486	-6.723	-12.5838
136	3.25	ENVELOPE	Combination	Min	-83.326	-2.902	-5.045	-0.0498	-6.1723	-8.3919
96	6	ENVELOPE	Combination	Min	-82.348	-4.013	-4.236	-3.2536	-8.5723	-10.2539
143	0	ENVELOPE	Combination	Min	-74.051	-0.979	-3.767	-0.1626	-14.5561	-13.4099

MATERIALI UTILIZZATI

CALCESTRUZZO

Classe del calcestruzzo	Classe	f_{ck}	R_{ck}	
		25	30	[N/mm ²]
Coefficiente di sicurezza per lo Stato Limite Ultimo	γ_c	=	1.50	[-]
Resistenza caratteristica a compressione	f_{ck}	=	24.90	[N/mm ²]
Resistenza a compressione media	f_{cm}	=	32.90	[N/mm ²]
Modulo Elastico secante medio	E_{cm}	=	31447	[N/mm ²]

ACCIAIO PER LE ARMATURE


Resistenza caratteristica a snervamento	f_{sk}	=	450	[N/mm ²]
Modulo Elastico secante medio	E_s	=	200000	[N/mm ²]
Coefficiente di sicurezza per lo Stato Limite Ultimo	γ_s	=	1.15	[-]

ACCIAIO PER IL TUBOLARE



Resistenza caratteristica a snervamento	f_{yk}	=	275	[N/mm ²]
Modulo Elastico secante medio	E_a	=	210000	[N/mm ²]
Coefficiente di sicurezza per lo Stato Limite Ultimo	γ_a	=	1.05	[-]

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E MECCANICHE DELLA SEZIONE COMPOSTA

CARATTERISTICHE DEL TUBOLARE

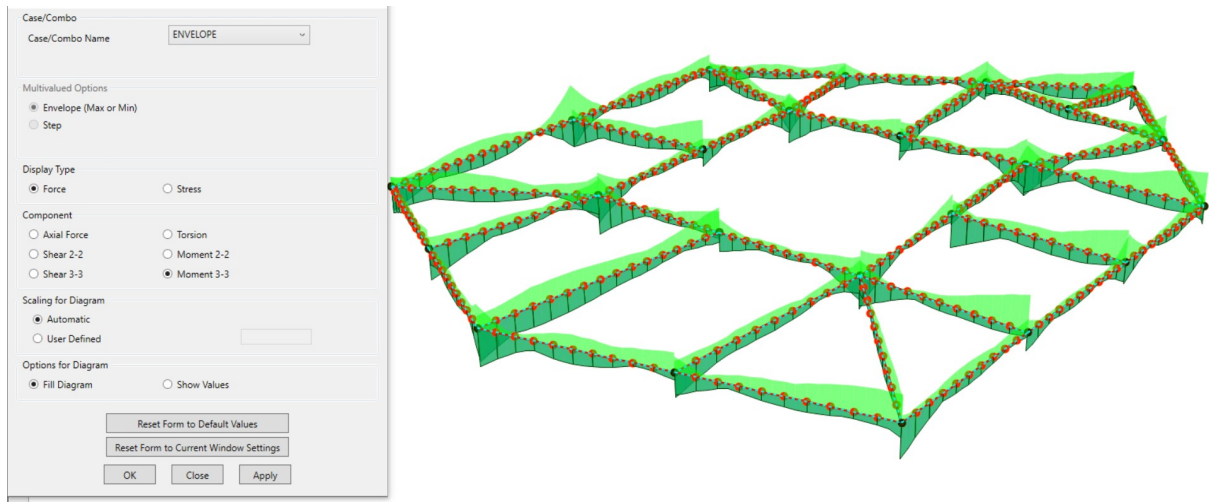
Diametro esterno del tubolare	D_{ext}	=	323.90	[mm]
Spessore del tubolare	t	=	5.00	[mm]
Diametro interno del tubolare	D_{int}	=	313.90	[mm]
Raggio esterno del tubolare	R_{ext}	=	161.95	[mm]
Raggio interno del tubolare	R_{int}	=	156.95	[mm]
Area della sezione trasversale del tubolare	A_a	=	5009	[mm ²]
Momento d'inerzia della sezione trasversale del tubolare	J_a	=	6.37E+07	[mm ⁴]
Modulo di resistenza elastico della sezione del tubolare	$W_{a,el}$	=	3.93E+05	[mm ³]
Modulo di resistenza plastico della sezione del tubolare	$W_{a,pl}$	=	5.09E+05	[mm ³]
Rapporto massimo tra diametro esterno e spessore	$\max(D_{ext} / t)$	=	76.91	[-]
Rapporto tra diametro esterno e spessore	D_{ext} / t	=	 64.78	[-]

RESISTENZA AD INSTABILITA' PER CARICO DI PUNTA

Altezza critica della colonna composta	H_{cr}	=	13000.00	[mm]
Snellezza adimensionale della colonna composta	λ'	=	1.519	[-]
Rapporto geometrico d'armatura verticale	ρ_s	=	0.000	[-]
Fattore di imperfezione	α	=	0.210	[-]
Fattore di instabilità	Φ	=	1.793	[-]
Fattore di riduzione della resistenza a compressione	χ	=	0.364	[-]
Resistenza all'instabilità della colonna composta	$N_{b,Rd}$	=	876	[kN]
Forza Normale di progetto	N_{Ed}	=	120	[kN]
Momento Flettente di progetto	M_{Ed}	=	24	[kNm]
Forza Normale adimensionalizzata	χ_d	=	 0.050	[-]
	χ_{pm}	=	0.534	[-]
Distanza μ	μ_1	=	1.854	[-]
	μ_2	=	0.813	[-]
	μ	=	0.813	[-]
Momento Resistente associato alla Forza N_{Ed}	$M_{Rd}(N_{Ed})$	=	 114	[kNm]

11.2.2 Verifiche travi di fondazione: Stato Limite Ultimo SLU

La verifica delle travi di fondazione allo stato limite ultimo e di esercizio è stata effettuata considerando gli involuipi dei momenti flettenti provenienti dalle combinazioni di calcolo considerate.



Per l'involuppo allo SLU si ha un momento massimo della trave di -62.4 kNm. La sezione resistente in c.a., di dimensioni 30x45, con 4.62 cm² di armatura (3φ14 superiori e inferiori) fornisce un momento ultimo di 70.17 kNm, pertanto la verifica risulta soddisfatta per ogni trave del grigliato di fondazioni. Di seguito il calcolo del momento ultimo della sezione tipo delle travi di fondazione.

Frame Text	Station m	OutputCase	CaseType Text	StepType Text	P KN	V2 KN	V3 KN	T KN-m	M2 KN-m	M3 KN-m
239	10.089	ENVELOPE	Combination	Min	-1.053	-26.275	-0.375	-0.5604	-0.387	-62.4007
240	0	ENVELOPE	Combination	Min	-2.52	-36.414	-0.654	-1.8484	-0.3649	-62.101
262	7.9658	ENVELOPE	Combination	Min	-1.388	-11.943	-0.265	-1.3891	-0.0348	-51.1012
239	9.7527	ENVELOPE	Combination	Min	-1.053	-28.166	-0.375	-0.5604	-0.1424	-50.3338
240	0.3363	ENVELOPE	Combination	Min	-2.52	-35.153	-0.654	-1.8484	-0.1583	-50.0669
270	7.85193	ENVELOPE	Combination	Min	-1.623	-8.455	-0.486	-0.3263	-0.1109	-49.4651
262	7.56751	ENVELOPE	Combination	Min	-1.388	-14.182	-0.265	-1.3891	-0.0123	-48.8682
264	6.68545	ENVELOPE	Combination	Min	-1.222	-5.828	-0.08	-0.4036	-0.0396	-47.3283
262	7.16922	ENVELOPE	Combination	Min	-0.966	-6.545	-0.021	-1.3891	-0.0872	-47.2299
262	7.16922	ENVELOPE	Combination	Min	-1.388	-16.422	-0.265	-1.3891	-0.0872	-47.2299
270	7.45933	ENVELOPE	Combination	Min	-1.623	-10.662	-0.486	-0.3263	-0.0401	-45.0394
263	7.32478	ENVELOPE	Combination	Min	-1.107	-11.263	-0.165	-0.5162	-0.0304	-44.169
262	6.77093	ENVELOPE	Combination	Min	-0.966	-8.785	-0.021	-1.3891	-0.0548	-43.6901
264	6.35117	ENVELOPE	Combination	Min	-1.222	-7.707	-0.08	-0.4036	-0.0663	-43.6479
261	7.37894	ENVELOPE	Combination	Min	-0.843	-2.889	-0.031	-1.8965	-0.1625	-42.487

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	30	45

N°	As [cm²]	d [cm]
1	4.62	4
2	4.62	41

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

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

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett.

Calcola MRd

L₀ cm

Precompresso

Materiali

B450C		C25/30	
ϵ_{su}	67.5 ‰	ϵ_{c2}	2 ‰
f_{yd}	391.3 N/mm ²	ϵ_{cu}	3.5 ‰
E_s	200 000 N/mm ²	f_{cd}	14.17
E_s/E_c	15	f_{cc}/f_{cd}	1
ϵ_{syd}	1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	9.75
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm ²	τ_{co}	0.6
		τ_{c1}	1.829

M_{xRd} kN m

σ_c N/mm²

σ_s N/mm²

ϵ_c ‰

ϵ_s ‰

d cm

x x/d

δ

Calcolo del momento ultimo della sezione in c.a. della fondazione

11.2.3 Verifiche travi di fondazione: Stato Limite di esercizio SLE – Momento di fessurazione

La verifica nei confronti del momento di fessurazione viene fatta considerata la risposta nei confronti dello stato limite di danno. Nello specifico, per la combinazione allo SLD

$$-SISMA X + 0.3 Y$$

si ottiene un momento di calcolo di 22 kNm.

Per i valori di suddetto momento, le tensioni nel calcestruzzo si mantengono sotto i limiti della fessurazione, pertanto la sezione risulta verificata.

Di seguito si riportano le calcolazioni.

File View Edit Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted Element Forces - Frames

Filter:

	Frame Text	Station m	OutputCase Text	CaseType Text	P KN	V2 KN	V3 KN	T KN-m	M2 KN-m	M3 KN-m	Frame Text
▶	262	7.16922	QUAKE X SLD 0.3 Y	LinStatic	0.864	2.682	-0.009658	-0.6141	0.0059	-22.0485	262-
	262	7.16922	QUAKE X SLD 0.3 Y	LinStatic	1.327	-2.945	-0.042	-0.6141	0.0059	-22.0485	262-
	262	6.77093	QUAKE X SLD 0.3 Y	LinStatic	0.864	1.189	-0.009658	-0.6141	0.002	-21.2775	262-
	262	7.16922	QUAKE NO SAND X ...	LinStatic	0.983	3.461	-0.008771	-0.642	0.0047	-21.2125	262-
	262	7.16922	QUAKE NO SAND X ...	LinStatic	1.497	-1.755	-0.049	-0.642	0.0047	-21.2125	262-
	262	7.56751	QUAKE X SLD 0.3 Y	LinStatic	1.327	-1.451	-0.042	-0.6141	0.0226	-21.1731	262-
	262	6.37264	QUAKE X SLD 0.3 Y	LinStatic	0.524	4.401	0.0014	-0.6141	-0.0018	-21.1012	262-
	262	6.37264	QUAKE X SLD 0.3 Y	LinStatic	0.864	-0.304	-0.009658	-0.6141	-0.0018	-21.1012	262-
	262	7.9658	QUAKE NO SAND X ...	LinStatic	1.497	1.231	-0.049	-0.642	0.0439	-21.0036	262-
	262	7.9658	QUAKE X SLD 0.3 Y	LinStatic	1.327	0.042	-0.042	-0.6141	0.0392	-20.8923	262-
	262	7.56751	QUAKE NO SAND X ...	LinStatic	1.497	-0.262	-0.049	-0.642	0.0243	-20.8107	262-
	262	6.77093	QUAKE NO SAND X ...	LinStatic	0.983	1.968	-0.008771	-0.642	0.0012	-20.1313	262-
	262	5.97435	QUAKE X SLD 0.3 Y	LinStatic	0.524	2.908	0.0014	-0.6141	-0.0013	-19.6457	262-
	262	6.37264	QUAKE NO SAND X ...	LinStatic	0.608	4.843	0.002058	-0.642	-0.0023	-19.6447	262-
	262	6.37264	QUAKE NO SAND X ...	LinStatic	0.983	0.475	-0.008771	-0.642	-0.0023	-19.6447	262-

Record: << < 1 > >> of 8225

Add Tables... Done

Caratteristiche geometriche			
b	h	d	δ
300	450	410	40
mm	mm	mm	mm

Caratteristiche meccaniche						
Af	A'f	n	n''	fck	fctm	σ_{ctmax}
462	462	15	0.5	25	2.56	2.14
mm ²	mm ²	-	-	MPa	MPa	MPa

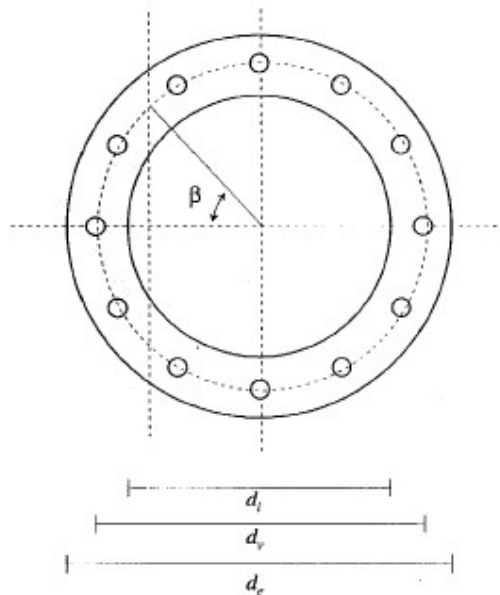
MEd	
22040000	22.04
Nmm	KNm

Sezione non fessurata					
xc	Sn	In		σ_{cmax}	σ_{fmax}
191.2742	1.21E-08	2055858440	205586	1.39	35.17
mm	mm ³	mm ⁴	cm ⁴	MPa	MPa

12 VERIFICHE CONNESSIONI

12.1 Connessione base colonna-piastra circolare forata

Il sistema di rinforzare tramite nervature è un sistema utilizzato allo scopo di conferire al giunto una maggiore rigidezza, ottenendo pure un alleggerimento delle flange, applicando delle nervature di rinforzo, disposte in direzione radiale, saldate alla flangia ed alla parete del tronco. Ai fini delle verifiche la flangia viene suddivisa in tanti settori quante sono le nervature. Ciascuno di questi settori può essere considerato come una piastra incastrata su tre lati nel caso di assenza di nervature come semplice elemento a mensola. Sulla base di tale considerazione, procedendo con un metodo sufficientemente approssimato "metodo di Grashof" che prevede la suddivisione del settore in strisce ortogonali collaboranti, si perviene alla verifica delle dimensioni delle flange e delle nervature di rinforzo nell'ipotesi della loro mutua collaborazione (sezione a T). Per i collegamenti, stabilito il numero delle viti che si vogliono utilizzare nell'accoppiamento, per la verifica della loro sezione resistente, si individua l'asse neutro in corrispondenza della giunzione. Alla soluzione del problema si perviene definendo l'angolo β rappresentato in figura.



$$\beta(1 - \cos \beta)(d_e - d_i)d_r = 2n \left(\frac{\pi - \beta}{\pi} \right) \left(\cos \beta + \frac{\sin \beta}{\pi - \beta} \right) a_r$$

Schema per il calcolo dell'angolo β

Per il calcolo di d_i , ovvero del diametro interno considerando soltanto la porzione di piastra efficace, si utilizza la seguente equazione proposta dall'Eurocodice 3:

$$c = t \sqrt{\frac{f_{yd}}{3b_j f_{cd}}}$$

Dove b_j è pari a $2/3$, mentre f_{cd} è uguale a 14.11 MPa. La distanza c rappresenta la porzione di piastra efficace a partire dalla membratura a cui la piastra stessa è collegata. In questo caso, utilizzando una piastra spessa $t = 20$ mm, si ottiene un valore di c pari a 61 mm, maggiore della parte di piastra a sbalzo dal profilo tubolare. Per cui, si considera efficace tutta la parte di piastra uscente dalla membratura circolare e una parte di uguale larghezza nell'area contenuta all'interno del tubolare. In definitiva, d_e è pari a 223,9 mm. Adottando 10 bulloni M18 classe 8.8 aventi sezione resistente pari a 192 mm^2 , si ottiene un'angolo β uguale a 26° . Si suppone che lo sforzo sia essenzialmente di tipo flessionale; nella sezione di giunzione agisce il momento flettente M . Quindi nel nostro caso, supponendo di utilizzare $N_v =$ numero viti, la forza di trazione massima nelle viti, tenendo conto di una maggiorazione del 25% per effetto leve e flessioni parassite, è pari a:

$$F_{t,Ed} = 1.25 \frac{4,5 * M}{N_v * (\pi - \beta) / \pi * (1 + \cos \beta) * D_v} 10^3$$

$$F_{v,Ed} = \frac{T}{N_v}$$

Dove D_v è l'interasse tra le viti in direzione radiale, pari a 373 mm. Il momento massimo alla base che si registra dall'analisi della struttura è pari a 79 kNm. Per poter semplificare la verifica da pressoflessione deviata a pressoflessione semplice si amplifica la sollecitazione per 1.3 ottenendo un momento di calcolo pari a 103 kNm. Per cui, la forza di trazione a cui sono soggetti i bulloni è pari a 93 kN, che corrisponde ad una tensione massima di 487 MPa. Per quanto riguarda il taglio sollecitante, si procede in analogia a quanto fatto per il momento flettente, ovvero si amplifica il massimo taglio ottenuto dall'analisi, ovvero 14,77 kN, per 1.3, ottenendo il taglio di calcolo uguale a 19,2 kN. Quindi, ogni bullone è soggetto ad uno sforzo tagliante pari a 1,92 kN. Una volta calcolate le sollecitazioni agenti sui bulloni, si procede alla verifica degli stessi e della piastra a cui si collegano secondo le formule presenti nelle NTC 2018.

Verifica a trazione

$$F_{t,Rd} = \frac{0.9 f_t A_{res,t}}{\gamma_{M2}} = \frac{0.9 \cdot 800 \cdot 192}{1.25} = 110,59 \text{ kN}$$

$$F_{t,Ed} / F_{t,Rd} = 0.84$$

Verifica a taglio

$$F_{v,Rd} = \frac{0.6 f_u A_{res,t}}{\gamma_{M2}} = \frac{0.6 \cdot 800 \cdot 192}{1.25} = 73,73 \text{ kN}$$

$$F_{v,Ed} / F_{v,Rd} = 0.026$$

Verifica interazione taglio-trazione

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1.4 F_{t,Rd}} = \frac{1.92}{73.73} + \frac{93}{1.4 \cdot 110.59} = 0.63$$

Verifica a rifollamento

$$F_{b,Rd} = k \alpha f_{tk} d t / \gamma_{M2}$$

Dove:

- t = spessore della piastra;
- f_{tk} = resistenza a rottura dell'acciaio della piastra;
- $\alpha = \min \{e_1/(3 d_0); f_{tb}/f_t; 1\}$ per bulloni di bordo nella direzione del carico applicato;
- $\alpha = \min \{p_1/(3 d_0) - 0,25; f_{tb}/f_t; 1\}$ per bulloni interni nella direzione del carico applicato;
- $k = \min \{2,8 e_2/d_0 - 1,7; 2,5\}$ per bulloni di bordo nella direzione perpendicolare al carico applicato;
- $k = \min \{1,4 p_2 / d_0 - 1,7; 2,5\}$ per bulloni interni nella direzione perpendicolare al carico applicato.

Considerando una piastra di spessore 20 mm con resistenza a rottura 430 MPa, poiché è presente soltanto una fila di bulloni di bordo, si ottengono i seguenti valori di α e k sulla base delle dimensioni riportate in figura.

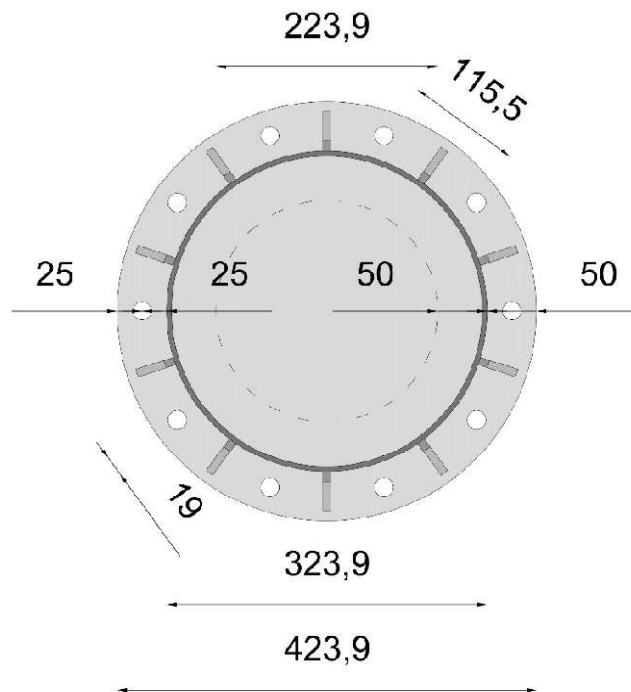
$$\alpha = 0.43 \quad k = 1.89$$

Da questi si ricava una resistenza a rifollamento pari a:

$$F_{b,Rd} = 100 \text{ kN}$$

La sollecitazione da considerare è il taglio che agisce sul bullone, che è pari a 1.92 kN. Per cui:

$$F_{b,Ed} / F_{b,Rd} = 0.02$$



Connessione alla base della colonna

Verifica a punzonamento

$$B_{p,Rd} = 0.6 \pi d_m t f_{tk} / \gamma_{M2}$$

In cui d_m è il minimo tra il diametro del dado e il diametro medio della testa del bullone. Per i bulloni M18 d_m è pari a 36 mm, per cui la resistenza a punzonamento del piatto a cui si collega il tirafondo è pari a:

$$B_{p,Rd} = 466.63 \text{ kN}$$

La verifica viene effettuata nei confronti della forza di trazione a cui sono soggetti i tirafondi. In via cautelativa e a favore di sicurezza, si considera la resistenza a trazione del tirafondo amplificata del 25 %, che è uguale a:

$$B_{p,Ed} = 1.25 A_{res} f_{ub} = 1.25 \cdot 192 \cdot 800 = 192 \text{ kN}$$

Quindi:

$$B_{p,Ed} / B_{p,Rd} = 0.41$$

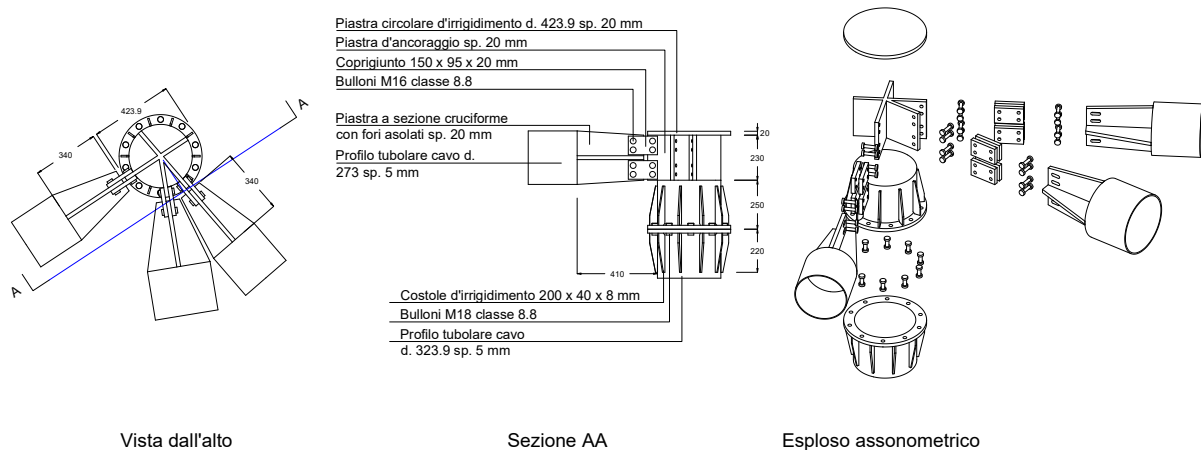
Per cui, tutte le verifiche sono soddisfatte.

12.2 Connessione trave principale-colonna

Il sistema di connessione trave principale-colonna è progettato allo scopo di agire come una cerniera ideale: tale scelta è stata dettata dalle luci presenti nella struttura in esame e dalla volontà di ridurre al minimo le sollecitazioni agenti sui profili tubolari. In questo modo, la colonna può essere considerata come una mensola incernierata in testa, sulla quale agiscono sforzi normali e tagli. A queste sollecitazioni, si aggiungono i momenti parassiti dovuti alla connessione bullonata, e la flessione dovuta alla torsione proveniente dalle travi: comunque, entrambe le sollecitazioni risultano di piccola entità se paragonate alla resistenza a pressoflessione della colonna tubolare. La connessione è calcolata utilizzando le massime sollecitazioni relative alle estremità delle travi ottenute dall'analisi strutturale, qui di seguito riportate:

- Sforzo normale N: 121 kN;
- Taglio V: 35 kN;
- Torsione T: 8.5 kNm

Per via della presenza della sollecitazione di torsione, si è preferito adottare una connessione che fornisca un'adeguata rigidità: in tal senso, il collegamento è realizzato mediante due piastre ortogonali tra loro che vanno a formare una sezione a croce. Le stesse vengono saldate da un lato al tubolare della trave, dall'altro lato sono provviste di asole allungate che permettono di assorbire le tolleranze di cantiere. Allo scopo di evitare connessioni dissimetriche che possano generare sollecitazioni parassite indesiderate, si prevede l'utilizzo di una connessione a doppio coprighiunto.



12.2.1 Verifica unioni bullonate

La connessione prevede l'utilizzo di bulloni ad alta resistenza di classe 8.8 non precaricati. Si ipotizza l'utilizzo di 4 bulloni M16, le cui caratteristiche geometriche e meccaniche sono riportate nella seguente tabella:

Tabella 12.1 – Caratteristiche geometriche e meccaniche dei bulloni M18

d [mm]	A_{res} [mm ²]	f_{ub} [MPa]	f_{yb} [MPa]
18	192	800	640

La resistenza a taglio del gambo del bullone, considerando un solo piano di taglio, è pari a:

$$F_{v,Rd} = \frac{0.6 f_{t,t} A_{res,t}}{\gamma_{M2}} = \frac{0.6 \cdot 800 \cdot 192}{1.25} = 73,73 \text{ kN}$$

Essendo la connessione è a doppio coprighiunto, i piani di taglio da considerare sono 8. Per cui, la sollecitazione agente su ogni piano di taglio è la combinazione tra il taglio e lo sforzo normale, ciascuno divisi per 8:

$$F_{N+V} = \sqrt{\left(\frac{N}{8}\right)^2 + \left(\frac{V}{8}\right)^2} = 15,75 \text{ kN}$$

A questa sollecitazione, si aggiunge la componente di taglio dovuta al momento parassita che si genera per via dell'eccentricità tra baricentro della piastra a cui i bulloni si collegano e bulloni stessi. Tale eccentricità e è uguale a 50 mm. Ogni coprighiunto assorbe un quarto del taglio complessivo, pari quindi a:

$$V_{Coprighiunto} = \frac{V}{4} = 8,75 \text{ kN}$$

Il momento parassita che si genera è uguale a:

$$M_{Coprighiunto} = V_{Coprighiunto} e = 8,75 \cdot 0,05 = 0,4375 \text{ kNm}$$

Da questo, si ricava il taglio aggiuntivo a cui sono soggetti i bulloni mediante la seguente formula:

$$F_M = \frac{V e a_i}{4 n_{pt} \sum_{i=1}^n a_i^2}$$

Dove n_{pt} è il numero di piani di taglio sul bullone, pari a 1, mentre a_i è la distanza tra il baricentro dell' i -esimo bullone e il baricentro del coprighiunto. In questo caso, la distanza a è pari a 55 mm. Per cui, il taglio aggiuntivo dovuto al momento parassita è pari a:

$$F_M = 1,99 \text{ kN}$$

Per cui il taglio complessivo sollecitante sul bullone è pari a:

$$F_{v,Ed} = 17,74 \text{ kN}$$

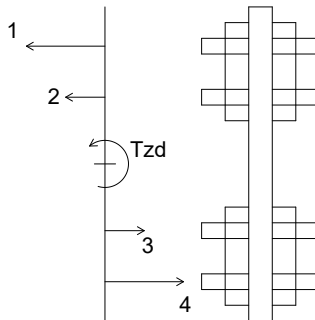
Il rapporto tra sollecitazione e resistenza a taglio è uguale a:

$$F_{v,Ed} / F_{v,Rd,tot} = 0.24$$

Per quanto riguarda la torsione, questa viene assorbita dai bulloni come forza di trazione (o compressione) sugli stessi. La sezione resistente è costituita dalle 4 aree dei bulloni distribuite lungo l'altezza della connessione, la cui inerzia è così calcolata:

$$I_{bulloni} = 4 \frac{\pi D^2}{64} + 2 \frac{\pi D^2}{4} d_1 + 2 \frac{\pi D^2}{4} d_2 = 3559805 \text{ mm}^4$$

Dove d_1 e d_2 sono le distanze dei baricentri delle sezioni dei bulloni dalla mezzeria della connessione, rispettivamente pari a 85 e 40 mm. Una volta determinato il momento d'inerzia della sezione costituita dai soli bulloni, si procede al calcolo della tensione agente sugli stessi, rispettivamente per i bulloni esterni ed interni:



$$\sigma_1 = \frac{T}{I_{bulloni}} d_1 = \frac{10 \cdot 10^6}{3559805} 85 = 238,78 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{T}{I_{bulloni}} d_2 = \frac{10 \cdot 10^6}{3559805} 40 = 112,37 \text{ MPa}$$

Per la verifica si considera soltanto il bullone più sollecitato. Per cui, la forza di trazione agente sui bulloni esterni è uguale a:

$$F_{t,Ed} = \sigma_1 A_1 = 238,78 \cdot 192 = 45,85 \text{ kN}$$

La resistenza a trazione del bullone è così calcolata:

$$F_{t,Rd} = \frac{0.9 f_t A_{res,t}}{\gamma_{M2}} = \frac{0.9 \cdot 800 \cdot 192}{1.25} = 110,59 \text{ kN}$$

Il rapporto tra sollecitazione e resistenza a trazione è uguale a:

$$F_{t,Ed} / F_{t,Rd} = 0.415$$

Infine, si effettua la verifica a taglio-trazione del bullone:

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1.4 F_{t,Rd}} = \frac{17.74}{73.73} + \frac{45.85}{1.4 \cdot 110.59} = 0.54$$

12.2.2 Verifica di resistenza piastre di collegamento

Una volta verificati i bulloni, si passa al calcolo delle piastre a cui i bulloni si ancorano. La sezione da verificare è quella per la quale si considera completa la trasmissione degli sforzi, ovvero quella che interessa la sezione trasversale dei coprigiunti. Considerando uno spessore del coprigiunto di 20 mm e un'altezza di 95 mm:

$$A_{res} = 20 \cdot 95 = 1900 \text{ mm}^2$$

La massima tensione normale a cui è soggetto il coprigiunto è data da:

$$\sigma_N = \frac{N}{4 \cdot A_{res}} = \frac{121 \cdot 10^3}{1900} = 15.92 \text{ MPa}$$

Le tensioni tangenziali agenti sulla sezione sono dovute alle sollecitazioni di torsione e taglio. Per quanto riguarda la prima, il coprigiunto può essere considerato come una sezione aperta a parete sottile, per cui vale la seguente formula (considerata per i 4 coprigiunti):

$$\tau_T = \frac{3 \cdot M_T}{n \cdot (h_c \cdot s^2)} = \frac{8.5 \cdot 10^6}{4 \cdot 95 \cdot 20^2} = 167.76 \text{ MPa}$$

La tensione tangenziale relativa al taglio, invece, è calcolata mediante la formula di Jourawsky particularizzata per le sezioni rettangolari:

$$\tau_V = \frac{3}{2} \frac{V}{n \cdot A_{res}} = \frac{3 \cdot 35 \cdot 10^3}{2 \cdot 4 \cdot 95 \cdot 20^2} = 3.45 \text{ MPa}$$

Le tensioni risultanti secondo la teoria elastica sono dunque:

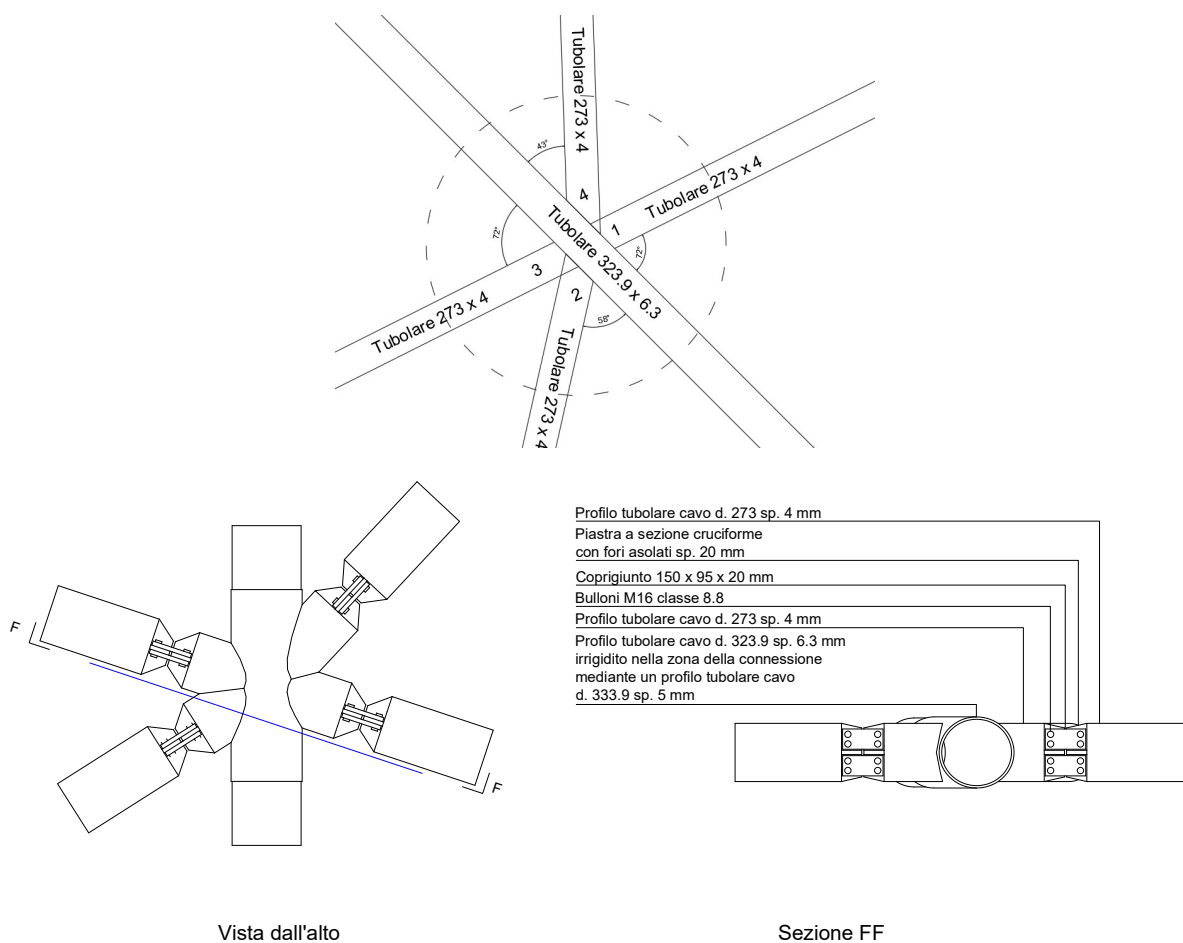
$$\sigma_{id} = \sqrt{\sigma_N^2 + 3(\tau_V^2 + \tau_T^2)} = \sqrt{15.92^2 + 3(3.45^2 + 167.76^2)} = 291.07 \text{ MPa}$$

Assumendo un acciaio S355JR, la verifica risulta soddisfatta, in quanto:

$$\frac{\sigma_{id}}{f_{yd}} \leq 1, \quad \frac{1.05 \cdot 291.07}{355} = 0.86 < 1$$

12.3 Connessioni nodo trave-trave: nodo intermedio a 5 travi

È stata effettuata la verifica della connessione a 5 travi, (vedi elaborati grafici, nodo I-T-T-4) secondo quanto previsto al paragrafo 8.4 della presente relazione, assumendo le sollecitazioni massime provenienti dall'involuppo delle sollecitazioni dell'analisi strutturale. La connessione in esame è costituita dalle quattro travi tubolari dell'orditura secondaria di dimensioni 274 x 4 mm che convergono alla trave tubolare principale di 323.9 x 6.3 mm. La connessione pertanto rientra nella tipologia di unioni tubolari con giunti sovrapposti in quanto le travi 1-4 e 2-3 si sovrappongono in corrispondenza dell'intersezione con la trave principale. La connessione prevede, come riportato precedentemente al paragrafo 8.4.2 della presente relazione, un manicotto di rinforzo in acciaio di spessore 5 mm su cui vengono saldati i tubi in acciaio a sostegno delle piastre cruciformi di collegamento e la successiva travatura secondaria. Di seguito si riporta la figura della connessione in esame e le corrispettive calcolazioni.



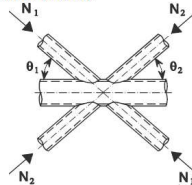
CONNESSIONE A 4 (DERIVATA DALLA X)				
profilo secondario				
di	274	di/d0	d0/t0	di/ti
t1	5.6	0.845940105	32.39	48.92857143
profilo principale				
d0	323.9	calcolo di lambda		
t0	10	p	q	q/p
spessore profilo	5	323	150	0.464396285
spessore manicotto	5	399	119	0.298245614
A0 (mm2)	6285.95	segno	Np,Ed (kN)	90.5
sigma P (MPa)	21.9545	1	Mo,Ed	3.7
np	0.0838	90.5	We,0 (mm3)	489589.2
			gradi	radianti
N1,Ed	74.57	θ1	72	1.257
N2,Ed	55	θ2	58	1.012
N3,Ed	30	θ3	72	1.257
N4,Ed	130	θ4	43	0.750

verifica a sforzo normale degli elementi secondari (tab 7.2 EN 1993-1-8:2003)						
kp			connessione 1	sen (teta i)	N1,Rd kN	N1,Ed/N1,Rd kN
0.9727	t0 mm	10	connessione 2	0.95	442.51	0.169 verifica
fy0 (Mpa)	beta d1/d0	0.846	connessione 3	0.85	496.26	0.111 verifica
261.90			connessione 4	0.95	442.51	0.068 verifica
				0.68	617.08	0.211 verifica

punzonamento a taglio (tab 7.2 EN 1993-1-8:2003)				
fy0 (Mpa)	sen (teta i)		kN	Ed/Rd
261.905	0.951	N1,Rd	1403.817	0.053 verifica
t0 mm	0.848	N2,Rd	1672.344	0.033 verifica
10	0.951	N3,Rd	1403.817	0.021 verifica
di (mm=)	0.682	N4,Rd	2353.489	0.055 verifica
274				

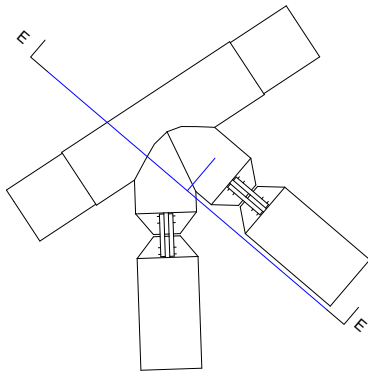
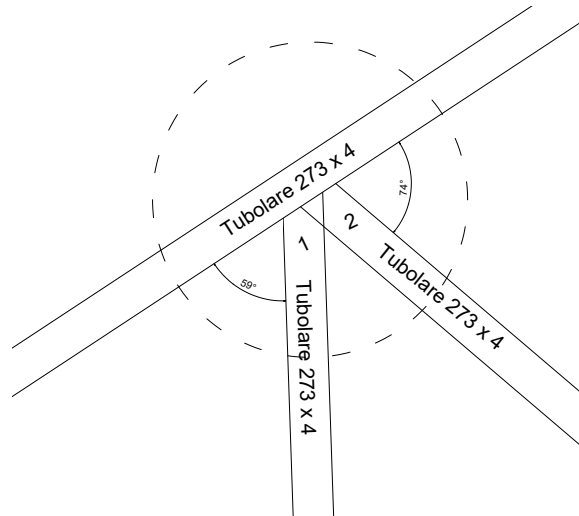
punzonamento da momento (tab 7.5 EN 1993-1-8:2003)			
	kN m	Ed/Rd	
Mop1,Rd	123.97	0.0298	verifica
Mop2,Rd	151.85	0.0244	verifica
Mop3,Rd	123.97	0.0298	verifica
Mop4,Rd	224.67	0.0165	verifica

$$M_{op,1,Rd} = \frac{f_{y0} t_0 d_1^2}{\sqrt{3}} \frac{3 + \sin \theta_1}{4 \sin^2 \theta_1} / \gamma_{M5}$$

verifica resistenza a flessione fuori piano (tab 7.5 EN 1993-1-8:2003)						
M0p1,Rd kN	62.95512362					
Mo,Ed	3.7					
Taglio (T) max kN	35					
eccentricità asse (m)	0.5					
Mo, Ed (T)	17.5					
Mo, Ed TOT	21.2					
Ed/Rd	0.3367					
	verifica					
$M_{op,1,Rd} = \frac{f_{y0} I_0^2 d_1}{\sin \theta_1} \frac{2.7}{1 - 0.81 \beta} k_p / \gamma_{M5}$						
verifica combinata elementi (tab 7.6 EN 1993-1-8:2003)						
sen (teta i)	N1,Rd kN	Nx,Rd sen teta i		combinazioni Ned	Ed/Rd	
0.951	442.507	420.85	N1,Ed	74.57	159.580	0.379
0.848	496.256	420.85	N2,Ed	55	75.174	0.179
0.951	442.507	420.85	N3,Ed	30		
0.682	617.082	420.85	N4,Ed	130		
All bracing members shall always be in either compression or tension. 		$N_{1,Ed} \sin \theta_1 + N_{2,Ed} \sin \theta_2 \leq N_{x,Rd} \sin \theta_x$ where $N_{x,Rd}$ is the value of $N_{x,Rd}$ for an X joint from Table 7.2, where $N_{x,Rd} \sin \theta_x$ is the larger of: $ N_{1,Rd} \sin \theta_1 \quad \text{and} \quad N_{2,Rd} \sin \theta_2 $				

12.4 Connessioni nodo trave-trave: nodo di estremità a 3 travi

È stata effettuata la verifica della connessione a 3 travi, (vedi elaborati grafici, nodo B-T-T-1) secondo quanto previsto al paragrafo 8.4 della presente relazione, assumendo le sollecitazioni massime provenienti dall'involuppo delle sollecitazioni dell'analisi strutturale. La connessione in esame è costituita dalle due travi tubolari dell'orditura secondaria di dimensioni 274 x 4 mm che convergono alla trave tubolare di bordo avente medesime dimensioni. La connessione pertanto rientra nella tipologia di unioni tubolari con giunti sovrapposti in quanto le travi 1-2 si sovrappongono in corrispondenza dell'intersezione con la trave di bordo. La connessione prevede, come riportato precedentemente al paragrafo 8.4.2 della presente relazione, un manicotto di rinforzo in acciaio di spessore 5 mm su cui vengono saldati i tubi in acciaio a sostegno delle piastre cruciformi di collegamento e la successiva travatura secondaria. Di seguito si riporta la figura della connessione in esame e le corrispettive calcolazioni.



Vista dall'alto

Profilo tubolare cavo d. 273 sp. 4 mm

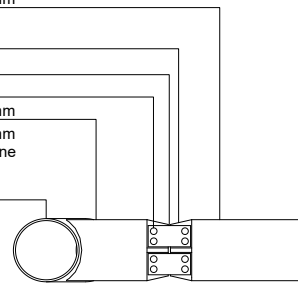
Piastra a sezione cruciforme
con fori asolati sp. 20 mm

Coprigiunto 150 x 95 x 20 mm

Bulloni M16 classe 8.8

Profilo tubolare cavo d. 273 sp. 4 mm

Profilo tubolare cavo d. 273 sp. 5 mm
irrigidito nella zona della connessione
mediante un profilo tubolare cavo
d. 283 sp. 5 mm



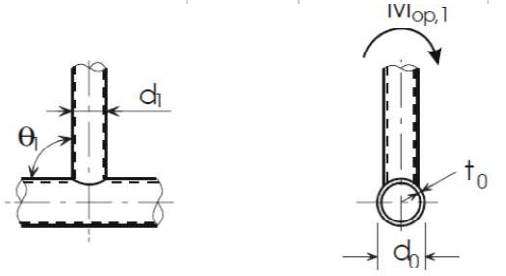
Sezione EE

geometria e caratteristiche meccaniche				
profilo secondario				
di (mm)	274	di/d0	1	
t1 (mm)	5.6	d0/t0	27.4	
profilo principale				
d0	274	gamma	13.7	
t0	10	A0 (mm2)	3380.53	
spessore profilo	5	We,0 (mm3)	224047	
spessore manicotto				
5				
valori di calcolo				
sigma P	25.783	segno	1	
np	0.09844		60	
N1,Ed (kN)	131	Np,Ed (kN)	60	
N2,Ed (kN)	116	Mo,Ed (kNm)	1.8	
acciaio				
s275		gamma M0	fyd	
fyk (MPa)	275	1.05	261.90	
kp	segno	g	g	kg
0.9676	-1	180	-180	2.625
gradi				
rad				
teta 1	59	1.030	N1,Rd	931.108
teta 2	74	1.292	N2,Rd	830.279

Chord face failure - K and N gap or overlap joints

$$N_{1,Rd} = \frac{k_{\alpha} k_{\beta} f_{y0} t_0^2}{\sin \theta_1} \left(1.8 + 10.2 \frac{d_1}{d_0} \right) / \gamma_{M2}$$

$$N_{2,Rd} = \frac{\sin \theta_1}{\sin \theta_2} N_{1,Rd}$$

punzonamento a taglio (tab 7.2 EN 1993-1-8:2003)						
fy0 (Mpa)	261.905	sen (teta i)		kN	Rapporto Ed/Rd	
t0 (mm)	10	0.857	N1,Rd	1645.027	0.080	verifica
di (mm)	274	0.961	N2,Rd	1381.356	0.084	verifica
$N_{i,Rd} = \frac{f_{y0}}{\sqrt{3}} t_0 \pi d_i \frac{1 + \sin \theta_i}{2 \sin^2 \theta_i} / \gamma_{M5}$						
punzonamento a taglio (tab 7.5 EN 1993-1-8:2003)						
Mop1,Rd (kNm)	148.991					
Mop2,Rd (kNm)	121.667					
Mo,Ed	1.8					
Taglio (T) max kN	35					
eccentricità asse (m)	0.5					
Mo, Ed (T) (kNm)	17.5					
Mo, Ed TOT (kNm)	19.3					
Ed/Rd, min	0.15863					
$M_{op,1,Rd} = \frac{f_{y0} t_0 d_1^2}{\sqrt{3}} \frac{3 + \sin \theta_1}{4 \sin^2 \theta_1} / \gamma_{M5}$						
verifica a flessione (tab 7.5 EN 1993-1-8:2003)						
beta	Mop,1,Rd	115.111	Mo, Ed TOT (kNm)	19.3	Ed/Rd, min	0.188
	1 Mop,1,Rd	102.646				
 $M_{op,1,Rd} = \frac{f_{y0} t_0^2 d_1}{\sin \theta_1} \frac{2,7}{1 - 0,81\beta} k_p / \gamma_{M5}$						

12.5 Connessione piastre travi secondarie-trave principale

La connessione tra le membrature orizzontali principali e quelle secondarie viene realizzato mediante la stessa tipologia di connessione calcolata nel precedente paragrafo per le connessioni trave-colonna (piastra cruciforme asolata e doppio coprigiunto). Allo stesso tempo, poiché le sollecitazioni agenti tra le travi principali e secondarie sono minori rispetto a quelle precedentemente viste, è possibile considerare le connessioni verificate.

13 VERIFICHE GEOTECNICHE

13.1 Premessa

Il sito di progetto è inserito in un'area a morfologia pianeggiante e priva di idrografia superficiale.

La campagna d'indagini eseguita non ha evidenziato l'esistenza di fenomeni di dissesto da imputare a movimenti orizzontali e/o verticali dei terreni in posto ed elementi che possano indurre a diagnosticare fenomeni di instabilità locale e/o globale.

Le caratteristiche meccaniche del terreno oggetto di verifica sono assunte in accordo alla relazione geotecnica:

$$-\gamma=20.05 \text{ kN/m}^3$$

$$-\gamma \text{ sat}=20.75 \text{ kN/m}^3$$

$$-c'=0.13 \text{ kPa}$$

$$-\phi'=33^\circ$$

13.2 Calcolo del carico limite

La verifica del carico limite deve essere effettuata nei confronti degli stati limite ultimi (SLU) e deve essere rispettata la condizione:

$$E_d = E[\gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d] \leq R_d$$

dove E_d è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione e R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico:

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} R[\gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d]$$

Il valore di progetto della resistenza è determinato in funzione:

- delle azioni di calcolo F_k amplificate dai coefficienti parziali γ_F (A_1 e A_2) indicati nella Tabella 6.2.I (per combinazioni non sismiche) e Tabella 6.2.IA (per combinazioni sismiche);
- dei valori caratteristici dei parametri geotecnici ridotti dei coefficienti parziali γ_M (M_1 e M_2) specificati nella Tabella 6.2.II;
- della geometria di progetto a_d ;
- dei coefficienti parziali di sicurezza γ_R (R_1, R_2 e R_3) indicati in Tabella 6.4.1.

Tabella 6.2.I (D.M. 17-01-2018) - Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni per combinazioni non sismiche.

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente parziale γ_F (\circ γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0.9	1.0	1.0
	Sfavorevole		1.1	1.3	1.0
Permanenti non strutturali	Favorevole	γ_{G2}	0.8	0.8	0.8
	Sfavorevole		1.5	1.5	1.3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0.0	0.0	0.0
	Sfavorevole		1.5	1.5	1.3

Tabella 6.2.I.A- Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni per combinazioni sismiche.

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente parziale γ_F (\circ γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	1	1	1
	Sfavorevole		1	1	1
Permanenti non strutturali	Favorevole	γ_{G2}	0.0	0.0	0.0
	Sfavorevole		1	1	1
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0.0	0.0	0.0
	Sfavorevole		1	1	1

Tabella 6.2.II (D.M. 17-01-2018) - Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno.

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'_k}$	1.0	1.25

Coesione efficace	c_k	γ_c	1.0	1.25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1.0	1.4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_y	1.0	1.0

Tabella 6.4.I (D.M. 17-01-2018) - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limiti ultimi di fondazioni superficiali.

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante	$\gamma_R = 1.0$	$\gamma_R = 1.8$	$\gamma_R = 2.3$

La verifica deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, riportati nelle Tabelle 6.2.I.A, 6.2.II e 6.4.I e definiti per:

- le azioni (A1 e A2);
- i parametri geotecnici (M1 e M2);
- le resistenze (R1, R2 e R3).

Questo approccio prevede l'impiego di due diverse combinazioni di coefficienti che in generale sono tali che la prima combinazione risulta più onerosa per il calcolo strutturale mentre la seconda per le verifiche geotecniche.

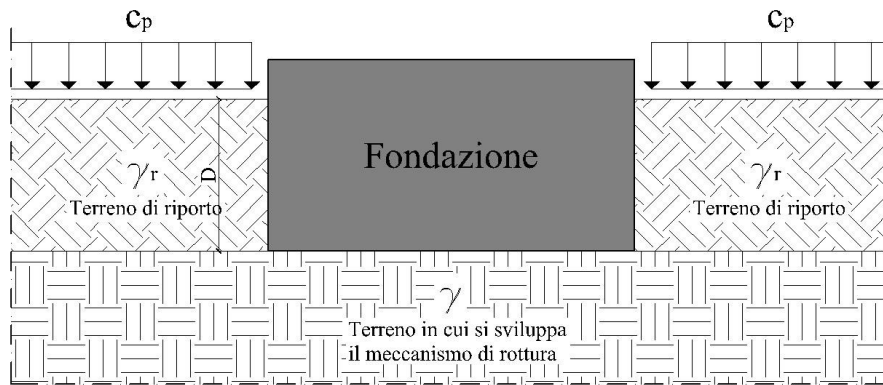
Secondo Approccio 2:

- Combinazione unica: (A1+M1+R3).

Questo approccio prevede un'unica combinazione da impiegare sia per il dimensionamento strutturale che per quello geotecnico.

Per la verifica a carico limite ultimo si è fatto riferimento, a vantaggio di sicurezza, ad una condizione non drenata calcolando la resistenza del sistema terreno-struttura con riferimento alla resistenza non drenata.

Sono stati assunti i seguenti parametri geotecnici dedotti dalla relazione geologica:



Tali parametri sono stati abbattuti dai coefficienti γ_M (M1).

Per quanto riguarda l'angolo di resistenza a taglio la normativa dice di applicare un fattore riduttivo alla tangente dell'angolo di resistenza a taglio per cui nelle formule in cui compare solo l'angolo di resistenza a taglio e non la sua tangente si è utilizzato un angolo denominato ϕ'_d calcolato come l'arcotangente della tangente dell'angolo ϕ'_k abbattuto dei coefficienti γ_M .

L'espressione utilizzata per il calcolo del carico limite è quella di Terzaghi:

$$q_{\text{lim}} = \frac{1}{\gamma_R} (C_{pp.c.} \cdot N_q \cdot S_q \cdot d_q \cdot i_q + c'_d \cdot N_c \cdot S_c \cdot d_c \cdot i_c + 0.5 \cdot B' \cdot \gamma_d \cdot N_y \cdot S_y \cdot d_y \cdot i_y)$$

Con $C_{p.p.c.}$ si è indicato il valore della pressione agente in corrispondenza del piano di posa, determinata in funzione dell'eventuale sovraccarico permanente c_p agente sul piano campagna, del peso dell'unità di volume del terreno di riporto γ_r e dell'affondamento D della fondazione.

$$c_{p.p.c.} = \gamma_{g11} \cdot \gamma_r \cdot D + \gamma_{g12} \cdot c_p$$

I coefficienti parziali di combinazione per le azioni γ_{g11} e γ_{g12} si sono assunti pari all'unità (condizione sismica). Nella determinazione del carico limite il terreno di riporto, agente sul piano di posa, è considerato come un carico permanente strutturale (**paragrafo 6.2.4.1.1 D.M. 2018**) in quanto contribuisce al comportamento dell'opera con le sue caratteristiche di peso, resistenza e rigidità.

I coefficienti di fondazione sono:

$$N_q = e^{(\pi \cdot \tan \phi'_k)} \tan g^2 \left(45 + \frac{\phi'_d}{\gamma} \right)$$

$$N_c = \frac{(N_q - 1)}{\tan g \varphi'_k}$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan g \varphi'_k$$

I fattori di forma sono:

$$S_q = S_\gamma = 1 + 0.1 \cdot k_p \left(\frac{B'}{L} \right)$$

$$S_c = 1 + 0.2 \cdot k_p \left(\frac{B'}{L} \right)$$

I fattori di profondità sono:

d_c ;

$d_q = d_\gamma$.

I fattori di inclinazione del carico sono:

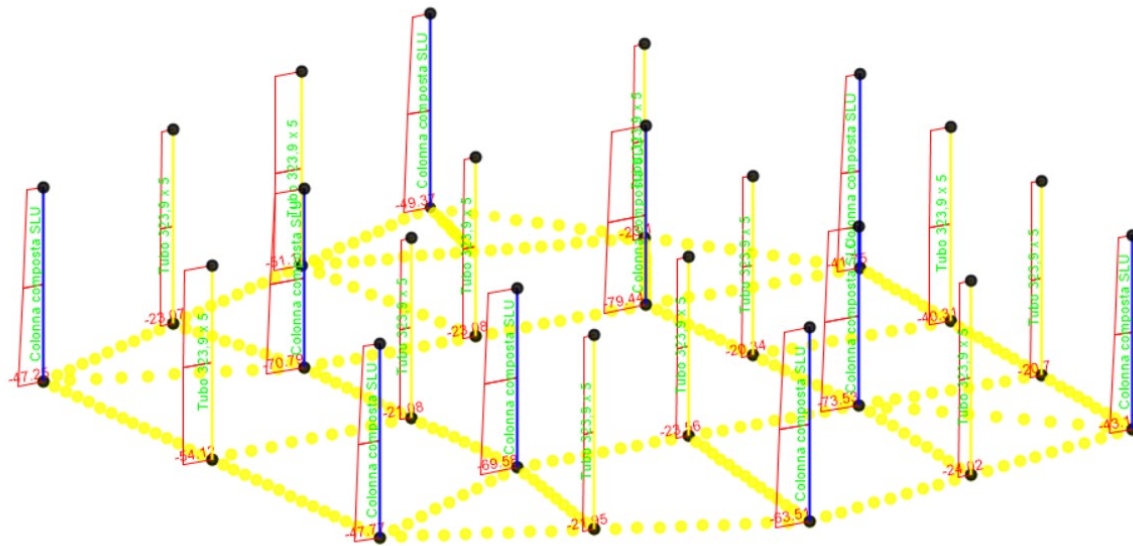
$$i_\gamma = \left(1 - \frac{i^\circ}{\varphi'_d} \right)^2$$

$$i_q = i_c = \left(1 - \frac{i^\circ}{90} \right)^2$$

Il valore del carico limite calcolato risulta essere pari a 2.84 daN/cm² (vedi foglio di calcolo allegato). Considerato il carico corrispondente al carico limite per unità di superficie, la portanza della fondazione risulta:

$$P_{\max} = q_{\text{lim}} \cdot B^2 = 8.10 \cdot 60^2 = 29150.61 \text{ kg} = 291.5 \text{ kN}$$

Le travi di fondazione in c.a. sono idonee a sostenere i carichi indotti dalla struttura in elevazione in quanto lo sforzo normale massimo esibito dalla sovrastruttura risulta pari a 79.44 kN < 291.5 kN.



Sforzo normale alla base dei pilastri nella combinazione (A1+M1+R3)

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni					
		Comb. Sismica		Comb. Non Sismica	
		A₁	A₂	A₁	A₂
Permanenti strutturali		1.00	1.00	1.30	1.00
Permanenti non strutturali		1.00	1.00	1.50	1.30
Variabili		1.00	1.00	1.50	1.30
Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno					
				M₁	M₂
Tangente dell'angolo di resistenza a taglio		$\tan \varphi'_k$		1.00	1.25
Coesione efficace		c'_k		1.00	1.25
Peso dell'unità di volume		γ		1.00	1.00
Parametri geotecnici del terreno					
				M₁	M₂
Angolo di resistenza a taglio caratteristico		$\varphi'_k [^\circ]$	33		
Angolo di resistenza a taglio caratteristico		$\varphi'_k [rad]$	0.58		
Tangente dell'angolo di resistenza a taglio		$\tan \varphi'_k$	0.65	0.65	0.52
Angolo di resistenza a taglio di calcolo		$\varphi'_d [rad]$		0.58	0.48
Coesione efficace		$c'_k [daN/cm^2]$	0.13	0.13	0.104
Peso dell'unità di volume del terr. di fond.		$\gamma [daN/m^3]$	2075	2075	2075
Peso dell'unità di volume del terr. di riporto		$\gamma_r [daN/m^3]$	2075	2075	2075
Coefficiente di spinta passiva		K_p		3.39	2.71
Carico permanente agente sul piano campagna					
Carico		$c_p [daN/m^2]$		0	
Caratteristiche geometriche della fondazione					
Larghezza fondazione		$B [m]$	0.6		
Lunghezza della fondazione		$L [m]$	0.6		
Prof. piano di posa risp. al p.c.		$D [m]$	1		
Inclinazione carico		$i [^\circ]$	0		
Eccentricità base		$e_B [m]$	0		
Eccentricità lunghezza		$e_L [m]$	0		
Larghezza fondazione ridotta		$B' [m]$	0.6		
Lunghezza fondazione ridotta		$L' [m]$	0.6		

Carcio permanente agente sul piano di fondazione		Comb. Sismica		
		A₁+M₁	A₂+M₂	
$c_{p.p.c.} = \gamma_{g11} \cdot \gamma_r \cdot D + \gamma_{g12} \cdot c_p$	daN/m ²	2075	2075	
Il terreno viene considerato come un carico permanente strutturale				
Coefficienti di fondazione		M₁	M₂	
$N_q = e^{(\pi \cdot \tan g \phi'_k)} \tan g^2 \left(45 + \frac{\phi'_d}{2} \right)$		26.1048278	13.87091	
$N_c = \frac{(N_q - 1)}{\tan g \phi'_k}$		38.66	24.77	
$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan g \phi'_k$		35.204162	15.45166	
Fattori di forma		M₁	M₂	
$S_c = 1 + 0.2 \cdot k_p \left(\frac{B'}{L'} \right)$		1.68	1.54	
$S_q = S_\gamma = 1 + 0.1 \cdot k_p \left(\frac{B'}{L'} \right)$		1.34	1.27	
Fattori di profondità		M₁	M₂	
d _c		1.00	1.00	
d _q =d _γ		1.00	1.00	
Fattori di inclinazione del carico		M₁	M₂	
$i_q = i_c = \left(1 - \frac{i^\circ}{90} \right)^2$		1.0000	1.0000	
$i_\gamma = \left(1 - \frac{i^\circ}{\phi'_d} \right)^2$		1.0000	1.0000	
Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali				
		R₁	R₂	R₃
capacità portante (carico limite)	γ_R	1	1.8	2.3
Calcolo della capacità portante del complesso terreno-fondazione				
$q_{lim} = \frac{1}{\gamma_R} \left(C_{p.p.c.} \cdot N_q \cdot S_q \cdot d_q \cdot i_q + c'_d \cdot N_c \cdot S_c \cdot d_c \cdot i_c + 0.5 \cdot B' \cdot \gamma_d \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \right)$				
Approccio 2:	comb. Unica (A ₁ +M ₁ +R ₃)	8.10		

14 ALLEGATI

ANALISI E VERIFICHE SVOLTE CON L'AUSILIO DI CODICI DI CALCOLO

Localizzazione della struttura	
Comune	PALERMO
Provincia	PALERMO
Regione	SICILIA

Di seguito si indicano l'origine e le caratteristiche dei codici di calcolo utilizzati riportando titolo, produttore e distributore, versione, estremi della licenza d'uso:

Origine e Caratteristiche dei Codici di Calcolo	
Titolo:	PRO_SAP RY2018(b)
Versione:	18.1.4
Produttore-Distributore:	2S.I. Software e Servizi per l'Ingegneria s.r.l., Ferrara
Codice Licenza:	e-TIME(build2018-07-183)

Un attento esame preliminare della documentazione e del software **ha consentito di valutare l'affidabilità e soprattutto l'idoneità al caso specifico**. La documentazione, fornita dal produttore e distributore del software, contiene una esauriente descrizione delle basi teoriche e degli algoritmi impiegati, l'individuazione dei campi d'impiego, nonché casi provati e commentati, corredate di file di input necessari per l'elaborazione:

Affidabilità dei codici utilizzati
2S.I. ha verificato l'affidabilità e la robustezza del codice di calcolo attraverso un numero significativo di casi prova in cui i risultati dell'analisi numerica sono stati confrontati con soluzioni teoriche. E' possibile reperire la documentazione contenente alcuni dei più significativi casi trattati al seguente link: http://www.2si.it/Software/Affidabilità.htm

Nel prosieguo si indicano i tipi di analisi strutturale condotta (statico, dinamico, lineare o non lineare) e il metodo adottato per la risoluzione del problema strutturale nonché le metodologie seguite per la verifica operativa del progetto-verifica delle sezioni. Si riportano le combinazioni di carico adottate e, nel caso di calcoli non lineari, i percorsi di carico seguiti; le configurazioni studiate per la struttura in esame **sono risultate effettivamente esaustive per la progettazione-verifica**.

Tipologia di analisi strutturale	
Statico lineare	SI
Statico non lineare	NO
Sismico statico lineare	NO
Sismico dinamico lineare	SI
Progetto-verifica degli elementi	
Progetto acciaio	D.M.17-01-2018
Azioni sismiche	
Norma applicata per l'azione sismica	D.M.17-01-2018
Combinazione dei casi di carico	
Tensioni ammissibili	NO
SLU	SI

SLV(SLUconsisma)	SI
SLC	NO
SLD	SI
Combinazione caratteristica (rara)	SI
Combinazione frequente	SI
Combinazione quasi permanente (SLE)	SI

La

verifica della sicurezza degli elementi strutturali avviene con i metodi della scienza delle costruzioni. L'analisi strutturale è condotta con il metodo degli spostamenti per la valutazione dello stato tensodeformativo indotto da carichi statici. L'analisi strutturale è condotta con il metodo dell'analisi modale e dello spettro di risposta in termini di accelerazione per la valutazione dello stato tensodeformativo indotto da carichi dinamici (tracce di quelli di tipo sismico).

L'analisi strutturale viene effettuata con il metodo degli elementi finiti. Il metodo sopra indicato si basa sulla schematizzazione della struttura in elementi connessi solo in corrispondenza di un numero prefissato di punti denominati nodi. In ogni nodo sono definite dalle tre coordinate cartesiane in un sistema di riferimento globale. Le incognite del problema (nell'ambito del metodo degli spostamenti) sono le componenti di spostamento in ogni direzione del sistema di riferimento globale (traslazioni secondo X, Y, Z, rotazioni attorno X, Y, Z). La soluzione del problema si ottiene con un sistema di equazioni algebriche lineari i cui termini noti sono costituiti da carichi agenti sulla struttura opportunamente concentrati ai nodi:

$\mathbf{K} \cdot \mathbf{u} = \mathbf{F}$ dove \mathbf{K} = matrice di rigidezza

\mathbf{u} = vettore spostamenti nodali

\mathbf{F} = vettore forze nodali

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

Il sistema di riferimento utilizzato è costituito da una terna cartesiana destrorsa XYZ. Si assume l'asse Z verticale e orientato verso l'alto.

Gli elementi utilizzati per la modellazione dello schema statico della struttura sono i seguenti:

- Elemento tipo **TRUSS** (biella-D2)
- Elemento tipo **BEAM** (trave-D2)
- Elemento tipo **MEMBRANE** (membrana-D3)
- Elemento tipo **PLATE** (piastra-guscio-D3)
- Elemento tipo **BOUNDARY** (molla)
- Elemento tipo **STIFFNESS** (matrice di rigidezza)
- Elemento tipo **BRICK** (elemento solido)
- Elemento tipo **SOLAIO** (macroelemento composto da più membrane)

Modello strutturale realizzato con:	
nodi	85
elementi D2 (per aste, travi, pilastri...)	157
elementi D3 (per pareti, platee, gusci...)	75
elementi solaio	0
Strutture verticali:	

Elementi di tipo asta	NO
Pilastrati	SI
Pareti	SI
Strutture non verticali:	
Elementi di tipo asta	NO
Travi	SI
Gusci	SI
Orizzontamenti:	
Sola con la proprietà pianorigida	NO
Sola senza la proprietà pianorigida	SI
Tipi di vincoli:	
Non vincolato rigidamente	NO
Non vincolato elasticamente	NO
Non vincolato sismicamente	NO
Fondazioni puntuali (plinti/plinti su palo)	NO
Fondazioni di tipo trave	SI
Fondazioni di tipo platea	NO
Fondazioni con elementi solidi	NO

Informazioni generali sull'elaborazione e giudizio motivato di accettabilità dei risultati.

Il programma prevede una serie di controlli automatici (check) che consentono l'individuazione di errori di modellazione. Al termine dell'analisi un controllo automatico identifica la presenza di spostamenti o rotazioni anormali. Si può pertanto afferire che l'elaborazione sia corretta e completa. I risultati delle elaborazioni sono stati sottoposti a controlli che ne comprovano l'attendibilità. Tale valutazione ha compreso il confronto con i risultati di semplici calcoli, eseguiti con metodi tradizionali e adottati, anche in fase di primo proporzionamento della struttura. Inoltre, sulla base di considerazioni riguardanti gli stati tensionali e deformativi determinati, si è valutata la validità delle scelte operate in sede di schematizzazione e di modellazione della struttura e delle azioni. Si allega al termine della presente relazione un elenco sintetico dei controlli svolti (verifiche di equilibrio tra azioni vincolari e carichi applicati, comparazioni tra i risultati dell'analisi e quelli di valutazioni semplificate, etc.).

CARATTERISTICHE MATERIALI UTILIZZATI

LEGENDA TABELLA DATI MATERIALI

Il programma consente l'uso di materiali diversi. Sono previsti i seguenti tipi di materiale:

1	materiale tipo cemento armato
2	materiale tipo acciaio
3	materiale tipo muratura
4	materiale tipo legno
5	materiale tipo generico

I materiali utilizzati nella modellazione sono individuati da una sigla identificativa e da un codice numerico (gli elementi strutturali richiamano quest'ultimo nella propria descrizione). Per ogni materiale vengono riportati in tabella i seguenti dati:

<i>Young</i>	modulo di elasticità normale
<i>Poisson</i>	coefficiente di contrazione trasversale
<i>G</i>	modulo di elasticità tangenziale
<i>Gamma</i>	peso specifico
<i>Alfa</i>	coefficiente di dilatazione termica

I dati sopra riportati vengono utilizzati per la modellazione dello schema statico e per la determinazione dei carichi inerziali e termici. In relazione al tipo di materiale vengono riportati inoltre:

I dati sopra riportati vengono utilizzati per la modellazione dello schema statico e per la determinazione dei carichi inerziali e termici. In relazione al tipo di materiale vengono riportati inoltre:

MATERIALI

Acciaio: B450C

$E = 2060000 \text{ daN/cm}^2$, $F_{yk} = 4500 \text{ daN/cm}^2$, $f_{sd} = 3913 \text{ daN/cm}^2$

Calcestruzzo: C25/30

$R_{ck} = 300 \text{ daN/cm}^2$, $E = 314470 \text{ daN/cm}^2$, $f_{cd} = 141,1 \text{ daN/cm}^2$, $f_{ctm} = 25,6 \text{ daN/cm}^2$, $f_{ctd} = 11,9 \text{ daN/cm}^2$,

$P_{spec.} = 2500,0 \text{ daN/m}^3$

Acciaio: S275

$E = 206000 \text{ daN/cm}^2$, $F_{yk} = 2750 \text{ daN/cm}^2$, $f_{sd} = 261,9 \text{ daN/cm}^2$

MODELLAZIONE DELLE SEZIONI

LEGENDA TABELLA DATI SEZIONI

Il programma consente l'uso di sezioni diverse. Sono previsti i seguenti tipi di sezione:

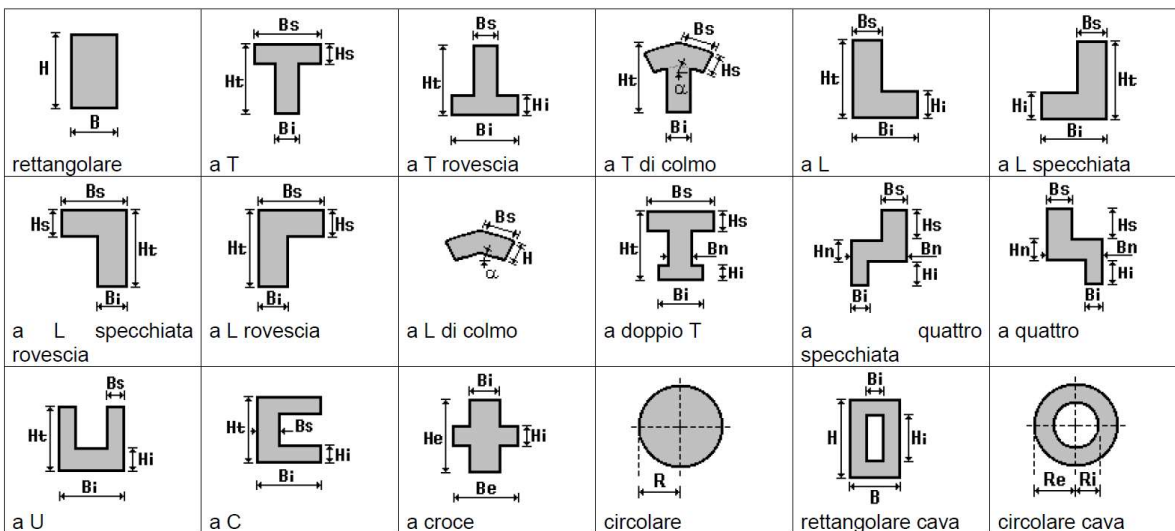
- 1 sezione di tipo generico
- 2 profilati semplici
- 3 profilati accoppiati e speciali

Le sezioni utilizzate nella modellazione sono individuate da una sigla identificativa ed un codice numerico (gli elementi strutturali richiamano quest'ultimo nella propria descrizione).

Per ogni sezione vengono riportati in tabella i seguenti dati:

Area	area della sezione
AV2	area della sezione/fattore di taglio (per il taglio in direzione 2)
AV3	area della sezione/fattore di taglio (per il taglio in direzione 3)
Jt	fattore torsionale di rigidezza
J2-2	momento d'inerzia della sezione riferito all'asse 2
J3-3	momento d'inerzia della sezione riferito all'asse 3
W2-2	modulo di resistenza della sezione riferito all'asse 2
W3-3	modulo di resistenza della sezione riferito all'asse 3
Wp2-2	modulo di resistenza plastica della sezione riferito all'asse 2
Wp3-3	modulo di resistenza plastica della sezione riferito all'asse 3

I dati sopra riportati vengono utilizzati per la determinazione dei carichi inerziali e per la definizione delle rigidezze degli elementi strutturali; qualora il valore di AreaV2 (e/o AreaV3) sia nullo la deformabilità per taglio V2 (e/o V3) è trascurata. La valutazione delle caratteristiche inerziali delle sezioni è condotta nel riferimento 2-3 dell'elemento



Per quanto concerne i profilati semplici e accoppiati, l'asse 2 del riferimento coincide con l'asse x riportato nei più diffusi profilati.

14.1 ALLEGATO A1. ASSEGNAZIONE COORDINATE NODALI

Table: Joint Coordinates, Part 1 of 2

Table: Joint Coordinates, Part 1 of 2							
Joint	CoordSys	CoordType	XorR	Y	Z	SpecialJt	GlobalX
			m	m	m		m
83	GLOBAL	Cartesian	611.03638	368.8741	0	No	611.03638
87	GLOBAL	Cartesian	617.09736	371.08012	0	No	617.09736
89	GLOBAL	Cartesian	623.15835	373.28613	0	No	623.15835
91	GLOBAL	Cartesian	620.95558	379.34603	0	No	620.95558
93	GLOBAL	Cartesian	618.75282	385.40592	0	No	618.75282
95	GLOBAL	Cartesian	612.6909	383.20234	0	No	612.6909
97	GLOBAL	Cartesian	606.62899	380.99876	0	No	606.62899
99	GLOBAL	Cartesian	608.83268	374.93643	0	No	608.83268
101	GLOBAL	Cartesian	618.93656	361.13477	0	No	618.93656
103	GLOBAL	Cartesian	625.05491	365.01738	0	No	625.05491
105	GLOBAL	Cartesian	631.17326	368.89999	0	No	631.17326
107	GLOBAL	Cartesian	629.54425	375.26489	0	No	629.54425
109	GLOBAL	Cartesian	627.91523	381.6298	-4E-16	No	627.91523
111	GLOBAL	Cartesian	626.28622	387.9947	0	No	626.28622
113	GLOBAL	Cartesian	620.2454	392.63232	0	No	620.2454
115	GLOBAL	Cartesian	614.20459	397.26995	0	No	614.20459
117	GLOBAL	Cartesian	608.85415	391.9296	0	No	608.85415
119	GLOBAL	Cartesian	603.50371	386.58926	0	No	603.50371
121	GLOBAL	Cartesian	598.15327	381.24891	0	No	598.15327
123	GLOBAL	Cartesian	601.6421	371.78234	0	No	601.6421
125	GLOBAL	Cartesian	605.13092	362.31577	0	No	605.13092
127	GLOBAL	Cartesian	612.03374	361.72527	0	No	612.03374
169	GLOBAL	Cartesian	614.54977	392.28096	0	No	614.54977
171	GLOBAL	Cartesian	611.03638	368.8741	6	No	611.03638
173	GLOBAL	Cartesian	617.09736	371.08012	6	No	617.09736
175	GLOBAL	Cartesian	623.15835	373.28613	6	No	623.15835
177	GLOBAL	Cartesian	620.95558	379.34603	6	No	620.95558
179	GLOBAL	Cartesian	618.75282	385.40592	6	No	618.75282
181	GLOBAL	Cartesian	612.6909	383.20234	6	No	612.6909
183	GLOBAL	Cartesian	606.62899	380.99876	6	No	606.62899
185	GLOBAL	Cartesian	608.83268	374.93643	6	No	608.83268
187	GLOBAL	Cartesian	618.93656	361.13477	6.5	No	618.93656
189	GLOBAL	Cartesian	625.05491	365.01738	6.5	No	625.05491
191	GLOBAL	Cartesian	631.17326	368.89999	6.5	No	631.17326
193	GLOBAL	Cartesian	629.54425	375.26489	6.5	No	629.54425
195	GLOBAL	Cartesian	627.91523	381.6298	6.5	No	627.91523
197	GLOBAL	Cartesian	626.28622	387.9947	6.5	No	626.28622
199	GLOBAL	Cartesian	620.2454	392.63232	6.5	No	620.2454
201	GLOBAL	Cartesian	614.20459	397.26995	6.5	No	614.20459
203	GLOBAL	Cartesian	608.85415	391.9296	6.5	No	608.85415
205	GLOBAL	Cartesian	603.50371	386.58926	6.5	No	603.50371
207	GLOBAL	Cartesian	598.15327	381.24891	6.5	No	598.15327
209	GLOBAL	Cartesian	601.6421	371.78234	6.5	No	601.6421
211	GLOBAL	Cartesian	605.13092	362.31577	6.5	No	605.13092
213	GLOBAL	Cartesian	612.03374	361.72527	6.5	No	612.03374
214	GLOBAL	Cartesian	608.08365	365.59494	6.25	No	608.08365
215	GLOBAL	Cartesian	614.98647	365.00443	6.25	No	614.98647
216	GLOBAL	Cartesian	603.38651	367.04906	6.5	No	603.38651
217	GLOBAL	Cartesian	606.33924	370.32822	6.25	No	606.33924
218	GLOBAL	Cartesian	604.13554	376.39055	6.25	No	604.13554

Table: Joint Coordinates, Part 1 of 2

Joint	CoordSys	CoordType	XorR		Z	SpecialJt	GlobalX
			m	Y m	m		m
219	GLOBAL	Cartesian	599.89768	376.51563	6.5	No	599.89768
220	GLOBAL	Cartesian	602.39113	381.12384	6.25	No	602.39113
221	GLOBAL	Cartesian	621.04745	367.21045	6.25	No	621.04745
222	GLOBAL	Cartesian	627.1658	371.09306	6.25	No	627.1658
223	GLOBAL	Cartesian	625.36216	377.15166	6.23164	No	625.36216
224	GLOBAL	Cartesian	623.48552	383.45542	6.25827	No	623.48552
225	GLOBAL	Cartesian	622.51952	386.70031	6.25	No	622.51952
226	GLOBAL	Cartesian	607.46942	385.12727	6.18885	No	607.46942
227	GLOBAL	Cartesian	612.79965	389.32933	6.30071	No	612.79965
228	GLOBAL	Cartesian	616.21618	392.02272	6.27886	No	616.21618
229	GLOBAL	Cartesian	611.52937	394.59977	6.5	No	611.52937
230	GLOBAL	Cartesian	596.12359	381.6956	6.6	No	596.12359
231	GLOBAL	Cartesian	614.05378	399.59196	6.6	No	614.05378
232	GLOBAL	Cartesian	627.83161	389.01452	6.6	No	627.83161
233	GLOBAL	Cartesian	633.18362	368.10311	6.6	No	633.18362
234	GLOBAL	Cartesian	619.37569	359.34081	6.6	No	619.37569
235	GLOBAL	Cartesian	603.87352	360.66695	6.6	No	603.87352
236	GLOBAL	Cartesian	611.88458	359.98164	6.6	No	611.88458
237	GLOBAL	Cartesian	600.00006	371.17718	6.6	No	600.00006
238	GLOBAL	Cartesian	602.26744	387.82786	6.6	No	602.26744
239	GLOBAL	Cartesian	607.61788	393.16821	6.6	No	607.61788
240	GLOBAL	Cartesian	608.67933	380.04165	5	No	608.67933
241	GLOBAL	Cartesian	617.79569	383.35556	5	No	617.79569
242	GLOBAL	Cartesian	613.23753	381.69861	5	No	613.23753
243	GLOBAL	Cartesian	621.10823	374.24264	5	No	621.10823
244	GLOBAL	Cartesian	619.45184	378.79942	5	No	619.45184
245	GLOBAL	Cartesian	610.33642	375.48305	5	No	610.33642
246	GLOBAL	Cartesian	616.55013	372.58362	5	No	616.55013
247	GLOBAL	Cartesian	611.99327	370.92506	5	No	611.99327
248	GLOBAL	Cartesian	621.31107	394.02043	6.6	No	621.31107
249	GLOBAL	Cartesian	629.61058	382.0637	6.6	No	629.61058
250	GLOBAL	Cartesian	631.2396	375.6988	6.6	No	631.2396
251	GLOBAL	Cartesian	625.99257	363.53978	6.6	No	625.99257
252	GLOBAL	Cartesian	601.74447	366.4439	6.6	No	601.74447
253	GLOBAL	Cartesian	598.25565	375.91047	6.6	No	598.25565

Table: Joint Coordinates, Part 2 of 2

Table: Joint Coordinates, Part 2 of 2

Joint	GlobalY	GlobalZ	GUID
	m	m	
83	368.8741	0	ef21c3cd-a24e-4a46-8ce0-0189561e95b4
87	371.08012	0	ef21c3cd-a24e-4a46-8ce0-0189561e95b4
89	373.28613	0	ef21c3cd-a24e-4a46-8ce0-0189561e95b4
91	379.34603	0	ef21c3cd-a24e-4a46-8ce0-0189561e95b4
93	385.40592	0	ef21c3cd-a24e-4a46-8ce0-0189561e95b4
95	383.20234	0	ef21c3cd-a24e-4a46-8ce0-0189561e95b4
97	380.99876	0	ef21c3cd-a24e-4a46-8ce0-0189561e95b4
99	374.93643	0	ef21c3cd-a24e-4a46-8ce0-0189561e95b4
101	361.13477	0	ef21c3cd-a24e-4a46-8ce0-0189561e95b4

Table: Joint Coordinates, Part 2 of 2

Joint	GlobalY m	GlobalZ m	GUID
103	365.01738	0	ef21c3cd-a24e-4a46-8ce0-0189561e95b4
105	368.89999	0	ef21c3cd-a24e-4a46-8ce0-0189561e95b4
107	375.26489	0	ef21c3cd-a24e-4a46-8ce0-0189561e95b4
109	381.6298	-4E-16	ef21c3cd-a24e-4a46-8ce0-0189561e95b4
111	387.9947	0	ef21c3cd-a24e-4a46-8ce0-0189561e95b4
113	392.63232	0	ef21c3cd-a24e-4a46-8ce0-0189561e95b4
115	397.26995	0	ef21c3cd-a24e-4a46-8ce0-0189561e95b4
117	391.9296	0	ef21c3cd-a24e-4a46-8ce0-0189561e95b4
119	386.58926	0	ef21c3cd-a24e-4a46-8ce0-0189561e95b4
121	381.24891	0	ef21c3cd-a24e-4a46-8ce0-0189561e95b4
123	371.78234	0	ef21c3cd-a24e-4a46-8ce0-0189561e95b4
125	362.31577	0	ef21c3cd-a24e-4a46-8ce0-0189561e95b4
127	361.72527	0	ef21c3cd-a24e-4a46-8ce0-0189561e95b4
169	392.28096	0	ef21c3cd-a24e-4a46-8ce0-0189561e95b4
171	368.8741	6	ef21c3cd-a24e-4a46-8ce0-0189561e95b4
173	371.08012	6	ef21c3cd-a24e-4a46-8ce0-0189561e95b4
175	373.28613	6	ef21c3cd-a24e-4a46-8ce0-0189561e95b4
177	379.34603	6	ef21c3cd-a24e-4a46-8ce0-0189561e95b4
179	385.40592	6	ef21c3cd-a24e-4a46-8ce0-0189561e95b4
181	383.20234	6	ef21c3cd-a24e-4a46-8ce0-0189561e95b4
183	380.99876	6	ef21c3cd-a24e-4a46-8ce0-0189561e95b4
185	374.93643	6	ef21c3cd-a24e-4a46-8ce0-0189561e95b4
187	361.13477	6.5	ef21c3cd-a24e-4a46-8ce0-0189561e95b4
189	365.01738	6.5	ef21c3cd-a24e-4a46-8ce0-0189561e95b4
191	368.89999	6.5	ef21c3cd-a24e-4a46-8ce0-0189561e95b4
193	375.26489	6.5	ef21c3cd-a24e-4a46-8ce0-0189561e95b4
195	381.6298	6.5	ef21c3cd-a24e-4a46-8ce0-0189561e95b4
197	387.9947	6.5	ef21c3cd-a24e-4a46-8ce0-0189561e95b4
199	392.63232	6.5	ef21c3cd-a24e-4a46-8ce0-0189561e95b4
201	397.26995	6.5	ef21c3cd-a24e-4a46-8ce0-0189561e95b4
203	391.9296	6.5	ef21c3cd-a24e-4a46-8ce0-0189561e95b4
205	386.58926	6.5	ef21c3cd-a24e-4a46-8ce0-0189561e95b4

Table: Joint Coordinates, Part 2 of 2

Joint	GlobalY m	GlobalZ m	GUID
207	381.24891	6.5	ef21c3cd-a24e-4a46-8ce0-0189561e95b4
209	371.78234	6.5	ef21c3cd-a24e-4a46-8ce0-0189561e95b4
211	362.31577	6.5	ef21c3cd-a24e-4a46-8ce0-0189561e95b4
213	361.72527	6.5	ef21c3cd-a24e-4a46-8ce0-0189561e95b4
214	365.59494	6.25	ef21c3cd-a24e-4a46-8ce0-0189561e95b4
215	365.00443	6.25	ef21c3cd-a24e-4a46-8ce0-0189561e95b4
216	367.04906	6.5	ef21c3cd-a24e-4a46-8ce0-0189561e95b4
217	370.32822	6.25	ef21c3cd-a24e-4a46-8ce0-0189561e95b4
218	376.39055	6.25	ef21c3cd-a24e-4a46-8ce0-0189561e95b4
219	376.51563	6.5	ef21c3cd-a24e-4a46-8ce0-0189561e95b4
220	381.12384	6.25	ef21c3cd-a24e-4a46-8ce0-0189561e95b4
221	367.21045	6.25	ef21c3cd-a24e-4a46-8ce0-0189561e95b4
222	371.09306	6.25	ef21c3cd-a24e-4a46-8ce0-0189561e95b4
223	377.15166	6.23164	ef21c3cd-a24e-4a46-8ce0-0189561e95b4
224	383.45542	6.25827	ef21c3cd-a24e-4a46-8ce0-0189561e95b4
225	386.70031	6.25	ef21c3cd-a24e-4a46-8ce0-0189561e95b4
226	385.12727	6.18885	ef21c3cd-a24e-4a46-8ce0-0189561e95b4
227	389.32933	6.30071	ef21c3cd-a24e-4a46-8ce0-0189561e95b4
228	392.02272	6.27886	ef21c3cd-a24e-4a46-8ce0-0189561e95b4
229	394.59977	6.5	ef21c3cd-a24e-4a46-8ce0-0189561e95b4
230	381.6956	6.6	ef21c3cd-a24e-4a46-8ce0-0189561e95b4
231	399.59196	6.6	ef21c3cd-a24e-4a46-8ce0-0189561e95b4
232	389.01452	6.6	ef21c3cd-a24e-4a46-8ce0-0189561e95b4
233	368.10311	6.6	ef21c3cd-a24e-4a46-8ce0-0189561e95b4
234	359.34081	6.6	ef21c3cd-a24e-4a46-8ce0-0189561e95b4
235	360.66695	6.6	ef21c3cd-a24e-4a46-8ce0-0189561e95b4
236	359.98164	6.6	ef21c3cd-a24e-4a46-8ce0-0189561e95b4
237	371.17718	6.6	ef21c3cd-a24e-4a46-8ce0-0189561e95b4
238	387.82786	6.6	ef21c3cd-a24e-4a46-8ce0-0189561e95b4
239	393.16821	6.6	ef21c3cd-a24e-4a46-8ce0-0189561e95b4
240	380.04165	5	ef21c3cd-a24e-4a46-8ce0-0189561e95b4
241	383.35556	5	ef21c3cd-a24e-4a46-8ce0-0189561e95b4

Table: Joint Coordinates, Part 2 of 2

Joint	GlobalY m	GlobalZ m	GUID
242	381.69861	5	ef21c3cd-a24e-4a46-8ce0-0189561e95b4
243	374.24264	5	ef21c3cd-a24e-4a46-8ce0-0189561e95b4
244	378.79942	5	ef21c3cd-a24e-4a46-8ce0-0189561e95b4
245	375.48305	5	ef21c3cd-a24e-4a46-8ce0-0189561e95b4
246	372.58362	5	ef21c3cd-a24e-4a46-8ce0-0189561e95b4
247	370.92506	5	ef21c3cd-a24e-4a46-8ce0-0189561e95b4
248	394.02043	6.6	ef21c3cd-a24e-4a46-8ce0-0189561e95b4
249	382.0637	6.6	ef21c3cd-a24e-4a46-8ce0-0189561e95b4
250	375.6988	6.6	ef21c3cd-a24e-4a46-8ce0-0189561e95b4
251	363.53978	6.6	ef21c3cd-a24e-4a46-8ce0-0189561e95b4
252	366.4439	6.6	ef21c3cd-a24e-4a46-8ce0-0189561e95b4
253	375.91047	6.6	ef21c3cd-a24e-4a46-8ce0-0189561e95b4

14.2 ALLEGATO A2. ASSEGNAZIONE ELEMENTI DI COLLEGAMENTO

Table: Connectivity - Frame, Part 1 of 2

Table: Connectivity - Frame, Part 1 of 2

Frame	JointI	JointJ	IsCurved	Length m	CentroidX m	CentroidY m	CentroidZ m
96	83	171	No	6	611.03638	368.8741	3
97	87	173	No	6	617.09736	371.08012	3
98	89	175	No	6	623.15835	373.28613	3
99	91	177	No	6	620.95558	379.34603	3
100	93	179	No	6	618.75282	385.40592	3
101	95	181	No	6	612.6909	383.20234	3
102	97	183	No	6	606.62899	380.99876	3
103	99	185	No	6	608.83268	374.93643	3
104	183	181	No	6.45	609.65995	382.10055	6
105	181	179	No	6.45	615.72186	384.30413	6
128	179	177	No	6.44783	619.8542	382.37597	6
129	177	175	No	6.44783	622.05696	376.31608	6
130	175	173	No	6.44996	620.12785	372.18313	6
131	173	171	No	6.44996	614.06687	369.97711	6
132	171	185	No	6.45044	609.93453	371.90526	6
135	185	183	No	6.45044	607.73084	377.9676	6
136	101	187	No	6.5	618.93656	361.13477	3.25
137	103	189	No	6.5	625.05491	365.01738	3.25
138	105	191	No	6.5	631.17326	368.89999	3.25
139	107	193	No	6.5	629.54425	375.26489	3.25
140	109	195	No	6.5	627.91523	381.6298	3.25
141	111	197	No	6.5	626.28622	387.9947	3.25
142	113	199	No	6.5	620.2454	392.63232	3.25
143	115	201	No	6.5	614.20459	397.26995	3.25
144	117	203	No	6.5	608.85415	391.9296	3.25

Table: Connectivity - Frame, Part 1 of 2

Frame	JointI	JointJ	IsCurved	Length m	CentroidX m	CentroidY m	CentroidZ m
145	119	205	No	6.5	603.50371	386.58926	3.25
146	121	207	No	6.5	598.15327	381.24891	3.25
147	123	209	No	6.5	601.6421	371.78234	3.25
148	125	211	No	6.5	605.13092	362.31577	3.25
149	127	213	No	6.5	612.03374	361.72527	3.25
150	211	213	No	6.92803	608.58233	362.02052	6.5
151	213	187	No	6.92803	615.48515	361.43002	6.5
152	187	189	No	7.2463	621.99574	363.07607	6.5
153	189	191	No	7.2463	628.11409	366.95868	6.5
154	191	193	No	6.57006	630.35875	372.08244	6.5
155	193	195	No	6.57006	628.72974	378.44735	6.5
156	195	197	No	6.57006	627.10072	384.81225	6.5
157	197	199	No	7.61571	623.26581	390.31351	6.5
158	199	201	No	7.61571	617.22499	394.95113	6.5
159	201	203	No	7.55953	611.52937	394.59977	6.5
160	203	205	No	7.55953	606.17893	389.25943	6.5
161	205	207	No	7.55953	600.82849	383.91908	6.5
162	207	209	No	10.089	599.89768	376.51563	6.5
163	209	211	No	10.089	603.38651	367.04906	6.5
164	179	197	No	7.98147	622.51952	386.70031	6.25
165	179	201	No	12.7158	616.4787	391.33793	6.25
166	179	195	No	9.92265	623.33402	383.51786	6.25
167	195	175	No	9.61741	625.53679	377.45797	6.25
168	175	191	No	9.15025	627.1658	371.09306	6.25
169	175	187	No	12.87359	621.04745	367.21045	6.25
170	187	171	No	11.07069	614.98647	365.00443	6.25
171	211	171	No	8.83946	608.08365	365.59494	6.25
172	209	171	No	9.84685	606.33924	370.32822	6.25
173	209	183	No	10.49102	604.13554	376.39055	6.25
174	183	207	No	8.49414	602.39113	381.12384	6.25
175	183	203	No	11.16622	607.74157	386.46418	6.25
176	203	179	No	11.86558	613.80348	388.66776	6.25
177	214	215	No	6.92803	611.53506	365.29968	6.25
178	215	213	No	4.41973	613.51011	363.36485	6.375
179	213	214	No	5.53534	610.0587	363.6601	6.375
180	214	216	No	4.92342	605.73508	366.322	6.375
181	216	217	No	4.41973	604.86287	368.68864	6.375
182	217	214	No	5.0445	607.21144	367.96158	6.25
183	217	185	No	5.24551	607.58596	372.63233	6.125
184	185	218	No	4.92342	606.48411	375.66349	6.125
185	218	217	No	6.45044	605.23739	373.35939	6.25
186	219	218	No	4.24707	602.01661	376.45309	6.375
187	218	220	No	5.0445	603.26334	378.75719	6.25
188	220	219	No	5.24551	601.14441	378.81973	6.375
189	215	173	No	6.43679	616.04192	368.04227	6.125
190	173	221	No	5.53534	619.07241	369.14528	6.125
191	221	215	No	6.44996	618.01696	366.10744	6.25
192	189	221	No	4.57513	623.05118	366.11391	6.375
193	221	222	No	7.2463	624.10663	369.15176	6.25
194	222	189	No	6.43679	626.11036	368.05522	6.375
195	222	223	No	6.3214	626.26398	374.12236	6.24082
196	222	193	No	4.80871	628.35502	373.17898	6.375
197	193	223	No	4.59584	627.4532	376.20828	6.36582
198	223	224	No	6.57723	624.42384	380.30354	6.24496
199	223	177	No	4.92817	623.15887	378.24884	6.11582
200	177	224	No	4.83264	622.22055	381.40072	6.12913
201	224	225	No	3.38564	623.00252	385.07786	6.25413
202	224	197	No	5.33923	624.88587	385.72506	6.37913
203	226	220	No	6.46686	604.93027	383.12555	6.21942

Table: Connectivity - Frame, Part 1 of 2

Frame	JointI	JointJ	IsCurved	Length m	CentroidX m	CentroidY m	CentroidZ m
204	220	205	No	5.58311	602.94742	383.85655	6.375
205	205	226	No	4.23805	605.48656	385.85826	6.34442
206	226	181	No	5.56821	610.08016	384.16481	6.09442
207	226	227	No	6.78831	610.13454	387.2283	6.24478
208	181	227	No	6.13533	612.74528	386.26583	6.15035
209	228	227	No	4.35057	614.50791	390.67603	6.28978
210	199	228	No	4.08107	618.23079	392.32752	6.38943
211	229	228	No	5.35315	613.87277	393.31125	6.38943
212	227	229	No	5.42503	612.16451	391.96455	6.40035
213	225	228	No	8.24991	619.36785	389.36152	6.26443
214	199	225	No	6.3579	621.38246	389.66632	6.375
215	207	230	No	2.08066	597.13843	381.47225	6.55
216	201	231	No	2.32906	614.12918	398.43095	6.55
217	197	232	No	1.85426	627.05891	388.50461	6.55
218	191	233	No	2.16485	632.17844	368.50155	6.55
219	187	234	No	1.84963	619.15612	360.23779	6.55
220	211	235	No	2.07598	604.50222	361.49136	6.55
221	213	236	No	1.75285	611.95916	360.85345	6.55
222	209	237	No	1.75285	600.82108	371.47976	6.55
223	205	238	No	1.75285	602.88558	387.20856	6.55
224	203	239	No	1.75285	608.23601	392.5489	6.55
225	240	183	No	2.47386	607.65416	380.52021	5.5
226	241	179	No	2.47387	618.27425	384.38074	5.5
227	181	242	No	1.8868	612.96421	382.45047	5.5
228	175	243	No	2.47343	622.13329	373.76439	5.5
229	177	244	No	1.8868	620.20371	379.07272	5.5
230	185	245	No	1.8868	609.58455	375.20974	5.5
231	173	246	No	1.8868	616.82375	371.83187	5.5
232	171	247	No	2.47429	611.51482	369.89958	5.5
233	199	248	No	1.75285	620.77824	393.32638	6.55
234	195	249	No	1.75285	628.76291	381.84675	6.55
235	193	250	No	1.75285	630.39192	375.48185	6.55
236	189	251	No	1.75285	625.52374	364.27858	6.55
237	216	252	No	1.75285	602.56549	366.74648	6.55
238	219	253	No	1.75285	599.07667	376.21305	6.55
239	125	123	No	10.089	603.38651	367.04906	0
240	123	121	No	10.089	599.89768	376.51563	0
241	125	127	No	6.92803	608.58233	362.02052	0
242	127	101	No	6.92803	615.48515	361.43002	0
243	101	103	No	7.2463	621.99574	363.07607	0
244	103	105	No	7.2463	628.11409	366.95868	0
245	105	107	No	6.57006	630.35875	372.08244	0
246	107	109	No	6.57006	628.72974	378.44735	-2E-16
247	109	111	No	6.57006	627.10072	384.81225	-2E-16
248	111	113	No	7.61571	623.26581	390.31351	0
249	113	115	No	7.61571	617.22499	394.95113	0
250	115	117	No	7.55953	611.52937	394.59977	0
253	97	99	No	6.45044	607.73084	377.9676	0
254	99	83	No	6.45044	609.93453	371.90526	0
255	83	87	No	6.44996	614.06687	369.97711	0
256	87	89	No	6.44996	620.12785	372.18313	0
257	89	91	No	6.44783	622.05696	376.31608	0
258	91	93	No	6.44783	619.8542	382.37597	0
259	93	95	No	6.45	615.72186	384.30413	0
260	95	97	No	6.45	609.65995	382.10055	0
261	93	113	No	7.37894	619.49911	389.01912	0
262	93	111	No	7.9658	622.51952	386.70031	0
263	91	109	No	7.32478	624.43541	380.48791	-2E-16
264	89	107	No	6.68545	626.3513	374.27551	0

Table: Connectivity - Frame, Part 1 of 2

Frame	JointI	JointJ	IsCurved	Length m	CentroidX m	CentroidY m	CentroidZ m
265	89	103	No	8.48347	624.10663	369.15176	0
266	89	105	No	9.13658	627.1658	371.09306	0
267	87	101	No	10.11398	618.01696	366.10744	0
268	83	127	No	7.21807	611.53506	365.29968	0
269	125	83	No	8.82531	608.08365	365.59494	0
270	123	99	No	7.85193	605.23739	373.35939	0
271	121	97	No	8.47941	602.39113	381.12384	0
273	117	95	No	9.5334	610.77253	387.56597	0
274	121	119	No	7.55953	600.82849	383.91908	0
275	119	97	No	6.40476	605.06635	383.79401	0
276	117	119	No	7.55953	606.17893	389.25943	0
278	113	169	No	5.70645	617.39759	392.45664	0
279	169	117	No	5.70645	611.70196	392.10528	0
280	169	115	No	5.00091	614.37718	394.77545	0

Table: Connectivity - Frame, Part 2 of 2

Table: Connectivity - Frame, Part 2 of 2

Frame	GUID
96	c2ea117e-15a3-4af0-bb37-76bb5187de0c
97	7732f55f-db90-4a57-b2fd-734a2b41fe75
98	ab4435c1-3d5a-4c10-b20d-45c73e760936
99	b5ba1a71-cb57-4599-b147-6e6a240f0da1
100	1fa4d2f5-df7c-4c52-8637-843141c81ae3
101	e75a931e-3341-4ed2-8703-0bbe59d038f4
102	18ab7a35-edc0-4a85-b17e-4892f98f9bb1
103	d31c5069-64de-4e4e-8715-c985e8bc57f5
104	64d42903-0d12-4710-9d14-1eed452ea529
105	2a919eb6-3c2b-49ac-92cf-c7ebcab7e2a1
128	e3bb7d24-8311-4fd7-b238-ab4d4e4c073a
129	32c6ec65-f571-4f2c-94e7-f6a0d3665b1c
130	9fbfe3e4-0bec-49ab-ae12-298eb8a37615
131	0b97197c-ca78-4674-a909-b6e96bc97d34
132	9f6e270e-f038-4e0a-a42f-db3c00b12ffb
135	2e45fa18-8282-4ac5-b3d3-e52fb586e5b4
136	baa21752-0a3a-462f-ad64-d48b4ad0b722
137	2153edb7-71cf-4560-bf05-53685eeee923
138	9050575d-4863-4956-a7d0-aaa359407cd2
139	241b202e-0790-4ff2-9839-64e0301c862e
140	698877d0-9696-4c20-bb98-2ae526ac9ddc

Table: Connectivity - Frame, Part 2 of 2

Frame	GUID
141	6aeae1b0-336d-4276-b9c9-5f4a092b80e7
142	05e306d7-cd24-4fe5-bbe6-7c5b1832edb6
143	ce5b6c10-27d7-4c7a-9f49-3e38f3aafc34
144	8fd2c039-b927-41b9-8f20-f5f18c880725
145	8cfad6bd-d2a5-4433-b375-bff20a3820f8
146	30ce8562-a1c6-4431-b0b0-b75ba55ac881
147	9f3b3135-0ef5-4d01-b81d-4d860b5749e1
148	8e682159-849a-4a7f-a228-91a0f396eae5
149	a05c93fd-7d29-4140-9a75-48c9ebb1a613
150	aa8c2fca-31ae-4a1b-a7d6-066132f402dc
151	5f1bdb99-670f-403a-94dc-5463c99e0603
152	aa4adb52-f61c-4767-a96f-6f281fa7b725
153	d7f61932-abe9-4f03-af36-08cbff8fd7e2
154	54f77713-5fea-44ca-9bbe-441219d39f3e
155	760ead07-ed01-4d0c-b0b2-87f538ad31a7
156	9b41c836-e073-4e25-9e84-7ef9f06432dc
157	81316b4b-cf43-456b-86ba-a3d8dde45fac
158	3c5f2754-c1a1-49f6-bb07-b90b88a1c28f
159	d332b4d5-d395-4c11-a85d-f4cbc7b74eb2
160	84221b44-afb6-4ced-999d-346dc1f0f645
161	5ca7bd89-cdc9-4a64-b4eb-13056492ac0a
162	bcd2aaba-ea12-47d4-9f5d-1410ba5214c5
163	3b9289f0-9dcc-4235-99a4-580833a0135d
164	3a222e25-2b29-412d-9e3c-501988155d5d
165	7b2c7497-a98c-40eb-9e02-13f0c9762f2d
166	076221dc-f9bf-46b3-9eee-743da22e6822
167	82063c15-cd90-429d-a8c2-237f7113e12b
168	5213676e-b80e-4019-a482-b84681a5c9de
169	eb3bbb79-58e1-46cc-a48e-5e634429d1d6
170	48f6f37a-918e-4efa-8775-9d5845eea4a2
171	cd242f20-6e3a-4d43-906b-98c950b910d3
172	46b3f3f8-c47d-4330-86f9-7882c080f9e8

Table: Connectivity - Frame, Part 2 of 2

Frame	GUID
173	8df5b57f-d5b4-482b-9914-ecf175da79e3
174	06e5e1a6-9a99-4770-a431-ebcb590d3cce
175	728cdf99-5387-4a9c-aecf-79ef7fb09996
176	ef5ea6ac-4235-425d-9fcd-e6a51c599e18
177	a86335e9-b17d-4724-991f-4ceb3e178919
178	6aec3bba-6ebc-4f72-996b-60f0ef702da3
179	7e8f5fa7-38b2-4533-862c-c1afd700cf3e
180	e84fa155-a33c-458c-a2b2-b601317ee23a
181	e19dfc32-cf05-4e29-85c9-c07d1e3e8c98
182	6307637e-61b7-4e60-9c0c-324b107adad8
183	0dde0fb7-58df-40e6-bef3-0794cdb791af
184	7a4f4752-8ca8-44c7-aa20-64de58b1b999
185	22c510ee-e182-4a83-b59d-3cf71572b9f1
186	554e1c58-6bc0-4045-a662-e662836b3106
187	398eef0a-5939-4b47-a613-417faf68ed3a
188	4a2b96fe-d373-4b08-9c0f-5f96e6e0f2b6
189	3bf57aa8-4ee0-4b9a-a19e-b9d2feb3cdab
190	3ef6fa8f-56df-473d-b660-0c875bde2714
191	059ea748-8a2d-4c18-a72d-316bc60b828e
192	cb38d3a4-f1ce-4a85-9a2c-9e1bc64b1fe7
193	2e2563e5-5335-4ecc-838b-d445bd3e6a5b
194	bc982231-15f0-4c8a-9ded-414f58d94293
195	6b33b47f-cbbd-49d0-8c83-1daaa97d717f
196	6157dcdb-aad6-489d-8652-0099641da697
197	49b11a50-4dd4-4bcb-8631-95408610ced3
198	8d22f1ec-54ce-496a-bf8a-256252d6d850
199	f50a7aa1-458b-4c17-bc39-112a3e8d7778
200	41498418-640c-434b-a968-653dd1c14a42
201	c8f99d38-b67b-4426-8e93-1a4cf59b85ea
202	51630bfc-90b8-4ed1-a2d1-46a19236315f
203	32ed6974-2926-4c72-8bd1-4a2b6e9741b3
204	cfb0c261-7881-43b2-ac01-a1de92e36cc3

Table: Connectivity - Frame, Part 2 of 2

Frame	GUID
205	144b68f5-814a-42af-85e9-d177f160f6d9
206	e7691a7a-6d35-4c8d-b659-9e3a1d4a3ff6
207	781c1cba-becf-4b8e-9241-f30c1393d9d7
208	86195438-1e02-4752-ab96-3d9b1063d864
209	827440a4-fe15-452d-ac02-54e6d80bb77e
210	0354f11c-6d89-4880-8490-9a050768808c
211	99c723d9-60ef-4cf6-b06e-89c5dbe17ec3
212	0ec4e653-fd77-46ef-b741-b37fbac1c8f
213	96ef7058-a8d1-40ce-8fcf-e1b39c813842
214	fd6ff4cf-233b-4531-a0e0-84ecd03d7471
215	fa6576a7-d85e-4c7c-88ab-703e9bd5852c
216	febfa9b6-b8e6-41a1-8818-dc9e86877c70
217	987fad15-8336-4071-b457-c8e6c802ccc0
218	aacd7a2b-0c5f-452b-a416-1e957b55c704
219	316e648e-5ed9-41ae-a65f-344721a46cd5
220	98df6e12-41d8-4b5a-829e-b40a12746304
221	c5e7a92d-dce9-41d9-96d6-f97c1775693a
222	aa9c582c-39be-4d52-a443-c43e9ae146c8
223	28d7cf89-c225-4505-ab22-c1878f9dce6c
224	44043d9a-661c-4249-a0f2-69cc3652e560
225	45b63a42-c2ca-4597-8613-3b0b0fb58376
226	db139267-9e90-480d-9249-91f0d8e3548a
227	4330fd6c-4988-4e86-8deb-50a6c4ef62c0
228	1b0651c0-89a1-4c43-b480-17b2031159f8
229	4bb38990-ff55-43e6-9c47-a0c656367749
230	58604d78-a3a9-469e-90b7-a00cdf795377
231	e7ea3e53-a2c4-4e21-80ef-2c876f511318
232	40937a5c-65b1-455d-bfd7-8d7ea2fff39a
233	2e44039a-9a6f-41e5-b129-816bcd67ff24
234	76e2413a-2777-43e0-b535-fd95f453b561
235	d809267f-d434-4f2d-8963-2688eee4a7f2
236	459010ad-0486-4ecd-a704-d671deba7e23

Table: Connectivity - Frame, Part 2 of 2

Frame	GUID
237	d082de48-16b6-4893-971d-fdd610163dec
238	89309848-9d18-4ef2-8e8d-1dc5b45eb0aa
239	6ae9d698-8661-4d92-8014-2a1851d2730c
240	27a1a1c3-0001-41ea-8c50-8d028161cd95
241	0221c658-404a-45cb-b3c1-a5cf7941528a
242	a2d9c261-db45-450c-bab5-275d39f8eaad
243	361d3d76-146d-4448-9a7f-dfca8f562d1
244	b29c8b65-b623-445b-8b0d-0e71d8cd6e55
245	a4dd9437-3cea-430c-843a-ec5db0f4b411
246	b7cb8d55-3afc-40fc-bb6a-348a7589e8c4
247	f1302f69-c0bd-4418-9d3d-52fed41b9ed7
248	ce4241c7-27d7-4e6e-8c10-a757d8c61b5d
249	d3aa52fe-120b-4d91-b6a7-6c9e021652ac
250	a6a73a21-6210-4973-b31f-7a3dbb42f821
253	76fce8dc-e463-42e5-9760-33a31490ce32
254	0aee380f-2dc8-4aaa-a75a-e9d8417e60b2
255	33e199ed-662c-466c-a44e-3724af0818ee
256	691667a9-4705-4de2-8a83-717d0384806c
257	7df65f6c-229e-4876-a7d9-b6e432ff6194
258	a1c82004-57e8-44b9-9ae3-36de7943ceb3
259	b4b8b05c-eebb-4e38-b347-e40c2ef8a179
260	59867702-1a44-477c-a764-94802ab0710f
261	c4e6e15e-0ac8-46e4-83df-e695bf9cbf7c
262	abc19db8-6362-4a3d-9b75-ea1598175ec0
263	90eb011e-8e8d-4865-9ca1-76e1ded1d00c
264	508f3361-263f-47d5-83d4-ef216764e8b8
265	ca44fafd-0448-4482-8feb-17344573f24f
266	bddb8e56-c9c8-49d6-9b93-3aa339c76637
267	9e2d282e-364e-492a-87f0-2c666d841f87
268	38bbb6fa-4d9b-490a-a025-95543e95b8d4
269	b433dfca-4c29-4569-824a-6333c6dd3667
270	390152ea-577b-4a07-9a23-098b1f74f378

Table: Connectivity - Frame, Part 2 of 2

Frame	GUID
271	c3fa99d2-eac9-4278-aa02-67d5b0c27d76
273	e87bd2a7-3ccd-4012-bd85-698647722065
274	9fea6a42-7116-48d9-8f65-118da06c2eec
275	3cfe2f4f-7d71-41e7-ae3-8bc743a4e5c1
276	3d93d595-6777-4029-b036-a3f61f3d580b
278	4197f584-62ea-441b-a5e3-0281c0745d99
279	ed30e8af-d0f0-42c6-9b2c-bcd8b2872fd9
280	343611d8-26d0-461d-a3ac-a5a986c1aa6c

14.3 ALLEGATO A3. ASSEGNAZIONE SEZIONI

Table: Frame Section Assignments

Table: Frame Section Assignments					
Frame	SectionType	AutoSelect	AnalSect	DesignSect	MatProp
96	Pipe	N.A.	Colonna composta SLU	Colonna composta SLU	Default
97	Pipe	N.A.	Tubo 323,9 x 5	Tubo 323,9 x 5	Default
98	Pipe	N.A.	Colonna composta SLU	Colonna composta SLU	Default
99	Pipe	N.A.	Tubo 323,9 x 5	Tubo 323,9 x 5	Default
100	Pipe	N.A.	Colonna composta SLU	Colonna composta SLU	Default
101	Pipe	N.A.	Tubo 323,9 x 5	Tubo 323,9 x 5	Default
102	Pipe	N.A.	Colonna composta SLU	Colonna composta SLU	Default
103	Pipe	N.A.	Tubo 323,9 x 5	Tubo 323,9 x 5	Default
104	Pipe	N.A.	Tubo 273 x 4	Tubo 273 x 4	Default
105	Pipe	N.A.	Tubo 273 x 4	Tubo 273 x 4	Default
128	Pipe	N.A.	Tubo 273 x 4	Tubo 273 x 4	Default
129	Pipe	N.A.	Tubo 273 x 4	Tubo 273 x 4	Default
130	Pipe	N.A.	Tubo 273 x 4	Tubo 273 x 4	Default
131	Pipe	N.A.	Tubo 273 x 4	Tubo 273 x 4	Default
132	Pipe	N.A.	Tubo 273 x 4	Tubo 273 x 4	Default
135	Pipe	N.A.	Tubo 273 x 4	Tubo 273 x 4	Default
136	Pipe	N.A.	Colonna composta SLU	Colonna composta SLU	Default
137	Pipe	N.A.	Tubo 323,9 x 5	Tubo 323,9 x 5	Default
138	Pipe	N.A.	Colonna composta SLU	Colonna composta SLU	Default
139	Pipe	N.A.	Tubo 323,9 x 5	Tubo 323,9 x 5	Default
140	Pipe	N.A.	Tubo 323,9 x 5	Tubo 323,9 x 5	Default
141	Pipe	N.A.	Colonna composta SLU	Colonna composta SLU	Default
142	Pipe	N.A.	Tubo 323,9 x 5	Tubo 323,9 x 5	Default
143	Pipe	N.A.	Colonna composta SLU	Colonna composta SLU	Default
144	Pipe	N.A.	Tubo 323,9 x 5	Tubo 323,9 x 5	Default
145	Pipe	N.A.	Tubo 323,9 x 5	Tubo 323,9 x 5	Default

Table: Frame Section Assignments

Frame	SectionType	AutoSelect	AnalSect	DesignSect	MatProp
146	Pipe	N.A.	Colonna composta SLU	Colonna composta SLU	Default
147	Pipe	N.A.	Tubo 323,9 x 5	Tubo 323,9 x 5	Default
148	Pipe	N.A.	Colonna composta SLU	Colonna composta SLU	Default
149	Pipe	N.A.	Tubo 323,9 x 5	Tubo 323,9 x 5	Default
150	Pipe	N.A.	Tubo 273 x 4	Tubo 273 x 4	Default
151	Pipe	N.A.	Tubo 273 x 4	Tubo 273 x 4	Default
152	Pipe	N.A.	Tubo 273 x 4	Tubo 273 x 4	Default
153	Pipe	N.A.	Tubo 273 x 4	Tubo 273 x 4	Default
154	Pipe	N.A.	Tubo 273 x 4	Tubo 273 x 4	Default
155	Pipe	N.A.	Tubo 273 x 4	Tubo 273 x 4	Default
156	Pipe	N.A.	Tubo 273 x 4	Tubo 273 x 4	Default
157	Pipe	N.A.	Tubo 273 x 4	Tubo 273 x 4	Default
158	Pipe	N.A.	Tubo 273 x 4	Tubo 273 x 4	Default
159	Pipe	N.A.	Tubo 273 x 4	Tubo 273 x 4	Default
160	Pipe	N.A.	Tubo 273 x 4	Tubo 273 x 4	Default
161	Pipe	N.A.	Tubo 273 x 4	Tubo 273 x 4	Default
162	Pipe	N.A.	Tubo 273 x 5	Tubo 273 x 5	Default
163	Pipe	N.A.	Tubo 273 x 5	Tubo 273 x 5	Default
164	Pipe	N.A.	Tubo 323,9 x 5	Tubo 323,9 x 5	Default
165	Pipe	N.A.	Tubo 323,9 x 6,3	Tubo 323,9 x 6,3	Default
166	Pipe	N.A.	Tubo 323,9 x 5	Tubo 323,9 x 5	Default
167	Pipe	N.A.	Tubo 323,9 x 5	Tubo 323,9 x 5	Default
168	Pipe	N.A.	Tubo 323,9 x 5	Tubo 323,9 x 5	Default
169	Pipe	N.A.	Tubo 323,9 x 6,3	Tubo 323,9 x 6,3	Default
170	Pipe	N.A.	Tubo 323,9 x 6,3	Tubo 323,9 x 6,3	Default
171	Pipe	N.A.	Tubo 323,9 x 5	Tubo 323,9 x 5	Default
172	Pipe	N.A.	Tubo 323,9 x 5	Tubo 323,9 x 5	Default
173	Pipe	N.A.	Tubo 323,9 x 5	Tubo 323,9 x 5	Default
174	Pipe	N.A.	Tubo 323,9 x 5	Tubo 323,9 x 5	Default
175	Pipe	N.A.	Tubo 323,9 x 6,3	Tubo 323,9 x 6,3	Default
176	Pipe	N.A.	Tubo 323,9 x 6,3	Tubo 323,9 x 6,3	Default
177	Pipe	N.A.	Tubo 273 x 4	Tubo 273 x 4	Default
178	Pipe	N.A.	Tubo 273 x 4	Tubo 273 x 4	Default
179	Pipe	N.A.	Tubo 273 x 4	Tubo 273 x 4	Default
180	Pipe	N.A.	Tubo 273 x 4	Tubo 273 x 4	Default
181	Pipe	N.A.	Tubo 273 x 4	Tubo 273 x 4	Default
182	Pipe	N.A.	Tubo 273 x 4	Tubo 273 x 4	Default
183	Pipe	N.A.	Tubo 273 x 4	Tubo 273 x 4	Default
184	Pipe	N.A.	Tubo 273 x 4	Tubo 273 x 4	Default
185	Pipe	N.A.	Tubo 273 x 4	Tubo 273 x 4	Default
186	Pipe	N.A.	Tubo 273 x 4	Tubo 273 x 4	Default
187	Pipe	N.A.	Tubo 273 x 4	Tubo 273 x 4	Default
188	Pipe	N.A.	Tubo 273 x 4	Tubo 273 x 4	Default
189	Pipe	N.A.	Tubo 273 x 4	Tubo 273 x 4	Default
190	Pipe	N.A.	Tubo 273 x 4	Tubo 273 x 4	Default
191	Pipe	N.A.	Tubo 273 x 4	Tubo 273 x 4	Default
192	Pipe	N.A.	Tubo 273 x 4	Tubo 273 x 4	Default
193	Pipe	N.A.	Tubo 273 x 4	Tubo 273 x 4	Default
194	Pipe	N.A.	Tubo 273 x 4	Tubo 273 x 4	Default
195	Pipe	N.A.	Tubo 273 x 4	Tubo 273 x 4	Default
196	Pipe	N.A.	Tubo 273 x 4	Tubo 273 x 4	Default
197	Pipe	N.A.	Tubo 273 x 4	Tubo 273 x 4	Default
198	Pipe	N.A.	Tubo 273 x 4	Tubo 273 x 4	Default
199	Pipe	N.A.	Tubo 273 x 4	Tubo 273 x 4	Default
200	Pipe	N.A.	Tubo 273 x 4	Tubo 273 x 4	Default
201	Pipe	N.A.	Tubo 273 x 4	Tubo 273 x 4	Default
202	Pipe	N.A.	Tubo 273 x 4	Tubo 273 x 4	Default

Table: Frame Section Assignments

Frame	SectionType	AutoSelect	AnalSect	DesignSect	MatProp
264	Rectangular	N.A.	Trave rovescia	Trave rovescia	Default
265	Rectangular	N.A.	Trave rovescia	Trave rovescia	Default
266	Rectangular	N.A.	Trave rovescia	Trave rovescia	Default
267	Rectangular	N.A.	Trave rovescia	Trave rovescia	Default
268	Rectangular	N.A.	Trave rovescia	Trave rovescia	Default
269	Rectangular	N.A.	Trave rovescia	Trave rovescia	Default
270	Rectangular	N.A.	Trave rovescia	Trave rovescia	Default
271	Rectangular	N.A.	Trave rovescia	Trave rovescia	Default
273	Rectangular	N.A.	Trave rovescia	Trave rovescia	Default
274	Rectangular	N.A.	Trave rovescia	Trave rovescia	Default
275	Rectangular	N.A.	Trave rovescia	Trave rovescia	Default
276	Rectangular	N.A.	Trave rovescia	Trave rovescia	Default
278	Rectangular	N.A.	Trave rovescia	Trave rovescia	Default
279	Rectangular	N.A.	Trave rovescia	Trave rovescia	Default
280	Rectangular	N.A.	Trave rovescia	Trave rovescia	Default

14.4 ALLEGATO A4. RISULTATI ANALISI MODALE

Table: Modal Load Participation Ratios

Table: Modal Load Participation Ratios

OutputCase	Item Type	Item	Static	Dynamic
			Percent	Percent
MODAL	Acceleration	UX	99.9993	99.8794
MODAL	Acceleration	UY	99.9993	99.8845
MODAL	Acceleration	UZ	88.3097	31.7492

Table: Modal Participating Mass Ratios, Part 1 of 3

Table: Modal Participating Mass Ratios, Part 1 of 3

OutputCase	StepType	StepNum	Period Sec	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
MODAL	Mode	1	0.478948	0.0001133	0.93	3.66E-06	0.0001133	0.93
MODAL	Mode	2	0.475958	0.998	0.0002741	5.398E-06	0.998	0.93
MODAL	Mode	3	0.448847	0.0005623	0.069	3.565E-06	0.999	0.999
MODAL	Mode	4	0.252059	4.491E-06	1.559E-05	0.044	0.999	0.999
MODAL	Mode	5	0.216245	5.172E-05	9.609E-07	0.082	0.999	0.999
MODAL	Mode	6	0.202222	1.114E-05	1.366E-05	0.0009186	0.999	0.999
MODAL	Mode	7	0.19028	6.06E-07	5.275E-06	0.044	0.999	0.999
MODAL	Mode	8	0.189447	2.034E-05	7.559E-07	0.058	0.999	0.999
MODAL	Mode	9	0.18603	4.767E-06	1.187E-06	0.008524	0.999	0.999
MODAL	Mode	10	0.180101	4.736E-06	0.000126	0.02	0.999	0.999
MODAL	Mode	11	0.177999	5.55E-07	3.444E-09	0.003235	0.999	0.999
MODAL	Mode	12	0.167343	3.929E-06	1.22E-05	0.056	0.999	0.999

Table: Modal Participating Mass Ratios, Part 2 of 3

Table: Modal Participating Mass Ratios, Part 2 of 3

OutputCase	StepType	StepNum	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY
MODAL	Mode	1	3.66E-06	0.027	3.789E-07	0.074	0.027	3.789E-07

Table: Modal Participating Mass Ratios, Part 2 of 3

OutputCase	StepType	StepNum	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY
MODAL	Mode	2	9.057E-06	3.008E-08	0.036	0.0008344	0.027	0.036
MODAL	Mode	3	1.262E-05	0.001789	3.964E-05	0.925	0.029	0.036
MODAL	Mode	4	0.044	0.041	0.017	3.97E-08	0.07	0.053
MODAL	Mode	5	0.126	0.121	0.0003553	4.113E-05	0.191	0.054
MODAL	Mode	6	0.127	5.143E-05	0.00792	5.378E-06	0.192	0.062
MODAL	Mode	7	0.171	0.049	0.007262	3.371E-09	0.24	0.069
MODAL	Mode	8	0.229	0.0008162	0.118	1.175E-07	0.241	0.187
MODAL	Mode	9	0.238	0.017	0.011	2.57E-06	0.258	0.198
MODAL	Mode	10	0.258	0.012	0.017	6.149E-05	0.27	0.215
MODAL	Mode	11	0.261	0.0001077	0.0005209	1.971E-09	0.27	0.216
MODAL	Mode	12	0.317	0.004922	0.059	4.949E-06	0.275	0.274

Table: Modal Participating Mass Ratios, Part 3 of 3

Table: Modal Participating Mass Ratios, Part 3 of 3

OutputCase	StepType	StepNum	SumRZ
MODAL	Mode	1	0.074
MODAL	Mode	2	0.074
MODAL	Mode	3	1
MODAL	Mode	4	1
MODAL	Mode	5	1
MODAL	Mode	6	1
MODAL	Mode	7	1
MODAL	Mode	8	1
MODAL	Mode	9	1
MODAL	Mode	10	1
MODAL	Mode	11	1
MODAL	Mode	12	1

Table: Modal Participation Factors, Part 1 of 2

Table: Modal Participation Factors, Part 1 of 2

OutputCase	StepType	StepNum	Period Sec	UX KN-cm	UY KN-cm	UZ KN-cm	RX KN-cm	RY KN-cm
MODAL	Mode	1	0.478948	-5.84243	-529.24092	1.050029	939.209938	-3.096134
MODAL	Mode	2	0.475958	548.351143	-9.087739	-1.275233	0.985723	958.347985
MODAL	Mode	3	0.448847	13.015477	143.900536	1.036328	-240.396391	31.666942
MODAL	Mode	4	0.252059	-1.163214	2.167067	-115.142983	1155.808226	656.682629
MODAL	Mode	5	0.216245	-3.947349	-0.538045	-157.245757	-1977.22462	-94.808835
MODAL	Mode	6	0.202222	-1.83224	-2.028493	-16.635926	40.758531	-447.644352
MODAL	Mode	7	0.19028	0.427286	1.260658	-115.727835	1255.176657	-428.640255
MODAL	Mode	8	0.189447	-2.475464	-0.477217	132.07741	-162.372648	1730.364392
MODAL	Mode	9	0.18603	-1.198477	-0.598054	50.676442	-744.452847	521.558176
MODAL	Mode	10	0.180101	1.194558	6.161103	77.756548	617.259501	660.525441
MODAL	Mode	11	0.177999	-0.40892	0.032213	-31.221358	58.979486	-114.793516
MODAL	Mode	12	0.167343	-1.088014	-1.916927	-130.250027	-398.711225	1218.532732

Table: Modal Participation Factors, Part 2 of 2

Table: Modal Participation Factors, Part 2 of 2

OutputCase	StepType	StepNum	RZ	ModalMass	ModalStiff
			KN-cm	KN-cm-s2	KN-cm
MODAL	Mode	1	2026.52083	100	17210.1
MODAL	Mode	2	-215.832862	100	17426.975
MODAL	Mode	3	7187.387072	100	19595.842
MODAL	Mode	4	1.488687	100	62137.803
MODAL	Mode	5	47.917049	100	84424.311
MODAL	Mode	6	17.326456	100	96538.667
MODAL	Mode	7	-0.433835	100	109036.93
MODAL	Mode	8	2.561677	100	109997.885
MODAL	Mode	9	-11.978157	100	114075.644
MODAL	Mode	10	-58.591271	100	121710.853
MODAL	Mode	11	-0.331674	100	124602.071
MODAL	Mode	12	-16.62186	100	140975.411

Table: Modal Periods And Frequencies

Table: Modal Periods And Frequencies

OutputCase	StepType	StepNum	Period	Frequency	CircFreq	Eigenvalue
			Sec	Cyc/sec	rad/sec	rad2/sec2
MODAL	Mode	1	0.478948	2.087910246	13.11872698	172.1009976
				42009	30164	54923
MODAL	Mode	2	0.475958	2.101024566	13.20112668	174.2697458
				82927	8325	41207
MODAL	Mode	3	0.448847	2.227932841	13.99851489	195.9584192
				50267	51124	68685
MODAL	Mode	4	0.252059	3.967327735	24.92745533	621.3780296
				97076	94175	98654
MODAL	Mode	5	0.216245	4.624384033	29.05586181	844.2431056
				21684	22639	53377
MODAL	Mode	6	0.202222	4.945051061	31.07067216	965.3866690
				00628	97675	81162
MODAL	Mode	7	0.19028	5.255414065	33.02074043	1090.369299
				4782	93576	16342
MODAL	Mode	8	0.189447	5.278521539	33.16592897	1099.978845
				29461	93269	06175
MODAL	Mode	9	0.18603	5.375471897	33.77508604	1140.756437
				02936	25717	18312
MODAL	Mode	10	0.180101	5.552451633	34.88708252	1217.108527
				89487	49136	10013
MODAL	Mode	11	0.177999	5.618013295	35.29901859	1246.020713
				37853	30619	63333
MODAL	Mode	12	0.167343	5.975741700	37.54669245	1409.754114
				78435	38686	22539

Table: Joint Displacements

Joint	OutputCase	CaseType	U1	U2	U3	R1	R2	R3
			m	m	m	Radians	Radians	Radians
197	QUAKE X SLD 0.3 Y	LinStatic	0.018657	0.005687	-0.002693	-0.001334	0.003905	-5.1E-05
197	QUAKE Y SLD 0.3 X	LinStatic	0.006192	0.018144	-0.00263	-0.004018	0.001293	-2.384E-06
197	QUAKE NO SAND X SLD 0.3 Y	LinStatic	0.018602	0.00568	-0.002485	-0.001275	0.00381	-5.4E-05
197	QUAKE NO SAND Y SLD 0.3 X	LinStatic	0.006137	0.018136	-0.002422	-0.003959	0.001197	-5.508E-06
199	QUAKE X SLD 0.3 Y	LinStatic	0.01793	0.004904	-0.001545	-0.001037	0.00385	-4.9E-05
199	QUAKE Y SLD 0.3 X	LinStatic	0.005718	0.017694	-0.001547	-0.003614	0.001274	9E-05
199	QUAKE NO SAND X SLD 0.3 Y	LinStatic	0.018087	0.005136	-0.001436	-0.000993	0.003776	-5.8E-05
199	QUAKE NO SAND Y SLD 0.3 X	LinStatic	0.005875	0.017926	-0.001438	-0.00357	0.0012	8.1E-05
201	QUAKE X SLD 0.3 Y	LinStatic	0.018867	0.005739	-0.002896	-0.001141	0.004079	-2.8E-05
201	QUAKE Y SLD 0.3 X	LinStatic	0.006908	0.018877	-0.00326	-0.004028	0.001556	-5.946E-06
201	QUAKE NO SAND X SLD 0.3 Y	LinStatic	0.018662	0.005657	-0.00257	-0.001029	0.004028	-2.8E-05
201	QUAKE NO SAND Y SLD 0.3 X	LinStatic	0.006703	0.018796	-0.002934	-0.003916	0.001505	-6.006E-06
203	QUAKE X SLD 0.3 Y	LinStatic	0.019029	0.005644	-0.001716	-0.001313	0.004145	-2.3E-05
203	QUAKE Y SLD 0.3 X	LinStatic	0.006743	0.01908	-0.00189	-0.004116	0.001437	-4.4E-05
203	QUAKE NO SAND X SLD 0.3 Y	LinStatic	0.018805	0.005574	-0.001432	-0.001236	0.004164	-2.9E-05
203	QUAKE NO SAND Y SLD 0.3 X	LinStatic	0.006519	0.01901	-0.001605	-0.004039	0.001455	-5E-05
205	QUAKE X SLD 0.3 Y	LinStatic	0.019314	0.005384	-0.001429	-0.001406	0.003843	-9.7E-05
205	QUAKE Y SLD 0.3 X	LinStatic	0.006731	0.019074	-0.001627	-0.004166	0.001206	-0.000142
205	QUAKE NO SAND X SLD 0.3 Y	LinStatic	0.019003	0.005398	-0.00128	-0.00123	0.003866	-0.000121
205	QUAKE NO SAND Y SLD 0.3 X	LinStatic	0.00642	0.019088	-0.001477	-0.00399	0.00123	-0.000166
207	QUAKE X SLD 0.3 Y	LinStatic	0.019024	0.005793	-0.002041	-0.00119	0.004076	-2.7E-05
207	QUAKE Y SLD 0.3 X	LinStatic	0.006125	0.019748	-0.002431	-0.004241	0.001291	-3.4E-05
207	QUAKE NO SAND X SLD 0.3 Y	LinStatic	0.018846	0.005638	-0.00178	-0.001137	0.004156	-2.6E-05
207	QUAKE NO SAND Y SLD 0.3 X	LinStatic	0.005946	0.019593	-0.00217	-0.004188	0.001372	-3.3E-05
209	QUAKE X SLD 0.3 Y	LinStatic	0.018959	0.005785	-0.001794	-0.001142	0.003741	8.747E-06
209	QUAKE Y SLD 0.3 X	LinStatic	0.005613	0.019571	-0.001875	-0.004091	0.000975	-7E-05
209	QUAKE NO SAND X SLD 0.3 Y	LinStatic	0.018842	0.00566	-0.001437	-0.001169	0.003851	1E-05
209	QUAKE NO SAND Y SLD 0.3 X	LinStatic	0.005495	0.019446	-0.001518	-0.004118	0.001085	-6.8E-05
211	QUAKE X SLD 0.3 Y	LinStatic	0.018904	0.005816	-0.002079	-0.00127	0.004026	2E-05
211	QUAKE Y SLD 0.3 X	LinStatic	0.005116	0.019418	-0.00203	-0.004224	0.001072	-8.104E-06
211	QUAKE NO SAND X SLD 0.3 Y	LinStatic	0.018808	0.005693	-0.00181	-0.001324	0.00408	2E-05
211	QUAKE NO SAND Y SLD 0.3 X	LinStatic	0.00502	0.019296	-0.001761	-0.004278	0.001126	-8.512E-06
213	QUAKE X SLD 0.3 Y	LinStatic	0.018843	0.006249	-0.001438	-0.001129	0.003856	0.000136
213	QUAKE Y SLD 0.3 X	LinStatic	0.005	0.019492	-0.001302	-0.003788	0.001035	7.017E-06
213	QUAKE NO SAND X SLD 0.3 Y	LinStatic	0.01877	0.005965	-0.001296	-0.00121	0.003856	0.000135
213	QUAKE NO SAND Y SLD 0.3 X	LinStatic	0.004927	0.019208	-0.00116	-0.00387	0.001036	5.416E-06
216	QUAKE X SLD 0.3 Y	LinStatic	0.017951	0.005394	-0.020257	-0.000897	0.002474	-1.319E-06
216	QUAKE Y SLD 0.3 X	LinStatic	0.004377	0.019089	-0.020273	-0.000686	0.001281	-3.6E-05
216	QUAKE NO SAND X SLD 0.3 Y	LinStatic	0.018328	0.005467	-0.011167	-0.00104	0.002876	-7.697E-07
216	QUAKE NO SAND Y SLD 0.3 X	LinStatic	0.004755	0.019161	-0.011183	-0.000829	0.001683	-3.5E-05
219	QUAKE X SLD 0.3 Y	LinStatic	0.017938	0.00544	-0.020305	-0.000901	0.002562	-1.2E-05
219	QUAKE Y SLD 0.3 X	LinStatic	0.004811	0.019311	-0.02054	-0.00068	0.001192	-4.5E-05
219	QUAKE NO SAND X SLD 0.3 Y	LinStatic	0.018301	0.005473	-0.011203	-0.00106	0.002965	-3.853E-06
219	QUAKE NO SAND Y SLD 0.3 X	LinStatic	0.005174	0.019344	-0.011439	-0.000838	0.001595	-3.6E-05

14.6 ALLEGATO A6. VERIFICHE TRAVI

14.6.1 Travi principali maglia interna

Units : KN, m, C						
Frame : 169X Mid: 621.047 Combo: ENVELOPE Design Type: Brace						
Length: 12.874 Y Mid: 367.210 Shape: Tubo 323,9 x 6,3 Frame Type: DCH-MRF						
Loc : 6.437 Z Mid: 6.250 Class: Class 2 Rolled : No						
Interaction=Method B MultiResponse=Envelopes P-Delta Done? No						
Ignore Seismic Code? No Ignore Special EQ Load? No D/P Plug Welded? Yes						
GammaM0=1.05 GammaM1=1.05 GammaM2=1.25						
q0=4.00 Omega=1.00 GammaRd=1.15						
An/Ag=1.00 RLLF=1.00 PLLF=0.750 D/C Lim=1.000						
Aeff=0.006 eNy=0.000 eNz=0.000						
A=0.006 Iyy=7.929E-05 iyy=0.112 Wel,yy=4.896E-04 Weff,yy=4.896E-04						
It=1.586E-04 Izz=7.929E-05 izz=0.112 Wel,zz=4.896E-04 Weff,zz=4.896E-04						
Iw=0.000 Iyz=0.000 h=0.324 Wpl,yy=6.356E-04 Av,y=0.004						
E=210000000.0 fy=275000.000 fu=430000.000 Wpl,zz=6.356E-04 Av,z=0.004						
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS						
Location Ned Med,yy Med,zz Ved,z Ved,y Ted						
6.437 -14.729 -161.913 -6.068 -16.714 -0.542 -1.842						
PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation EC3 6.2.1(7))						
D/C Ratio: 0.982 = 0.009 + sqrt[(0.973)^2 + (0.036)^2] < 1.000 OK						
= (Ned/NRd) + sqrt[(My,Ed/My,Rd)^2 + (Mz,Ed/Mz,Rd)^2] (EC3 6.2.1(7))						
AXIAL FORCE DESIGN						
Ned Nc,Rd Nt,Rd						
Force Capacity Capacity						
Axial -14.729 1646.320 1646.320						
Npl,Rd Nu,Rd Ncr,T Ncr,TF An/Ag						
1646.320 1946.130 507711.339 991.591 1.000						
Curve Alpha Ncr LambdaBar Phi Chi Nb,Rd						
Major (y-y) c 0.490 991.591 1.320 1.646 0.380 626.165						
MajorB(y-y) c 0.490 991.591 1.320 1.646 0.380 626.165						
Minor (z-z) c 0.490 3966.366 0.660 0.831 0.749 1233.386						
MinorB(z-z) c 0.490 3966.366 0.660 0.831 0.749 1233.386						
Torsional TF c 0.490 991.591 1.320 1.646 0.380 626.165						
MOMENT DESIGN						
Med Med,span Mm,Ed Meq,Ed						
Moment Moment Moment Moment						
Major (y-y) -161.913 -161.913 -323.826 -161.913						
Minor (z-z) -6.068 -6.068 -12.136 -6.068						

	Mc,Rd	Mv,Rd	Mn,Rd	Mb,Rd			
	Capacity	Capacity	Capacity	Capacity			
Major (y-y)	166.457	166.457	166.457	166.457			
Minor (z-z)	166.457	166.457	166.457				
	Curve	AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	psi	Mcr
LTB	d	0.760	0.150	0.492	1.000	1.094	7797.051
		kyy	kyz	kzy	kzz		
Factors		0.917	0.587	0.550	0.979		
SHEAR DESIGN							
	Ved	Vc,Rd	Stress	Status	Ted		
	Force	Capacity	Ratio	Check	Torsion		
Major (z)	16.714	605.109	0.028	OK	1.894		
Minor (y)	0.826	605.109	0.001	OK	1.894		
	Vpl,Rd	Eta	LambdabarW				
Reduction	605.109	1.000	0.000				

Frame : 170X	Mid: 614.986	Combo: ENVELOPE	Design Type: Brace				
Length: 11.071	Y Mid: 365.004	Shape: Tubo 323,9 x 6,3	Frame Type: DCH-MRF				
Loc : 5.535	Z Mid: 6.250	Class: Class 2	Rolled : No				
Interaction=Method B	MultiResponse=Envelopes	P-Delta Done? No					
Ignore Seismic Code? No	Ignore Special EQ Load? No	D/P Plug Welded? Yes					
GammaM0=1.05	GammaM1=1.05	GammaM2=1.25					
q0=4.00	Omega=1.00	GammaRd=1.15					
An/Ag=1.00	RLLF=1.000	PLLF=0.750	D/C Lim=1.000				
Aeff=0.006	eNy=0.000	eNz=0.000					
A=0.006	Iyy=7.929E-05	iyy=0.112	Wel,yy=4.896E-04	Weff,yy=4.896E-04			
It=1.586E-04	Izz=7.929E-05	izz=0.112	Wel,zz=4.896E-04	Weff,zz=4.896E-04			
Iw=0.000	Iyz=0.000	h=0.324	Wpl,yy=6.356E-04	Av,y=0.004			
E=210000000.0	fy=275000.000	fu=430000.000	Wpl,zz=6.356E-04	Av,z=0.004			
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS							
Location	Ned	Med,yy	Med,zz	Ved,z	Ved,y	Ted	
5.535	-38.174	-123.327	-3.989	-10.362	-0.633	-1.964	
PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation EC3 6.2.1(7))							
D/C Ratio:	0.764 = 0.023 + sqrt[(0.741)^2 + (0.024)^2] <					1.000	OK
	= (Ned/NRd) + sqrt[(My,Ed/My,Rd)^2 + (Mz,Ed/Mz,Rd)^2]						(EC3 6.2.1(7))
AXIAL FORCE DESIGN							
	Ned	Nc,Rd	Nt,Rd				
	Force	Capacity	Capacity				
Axial	-38.174	1646.320	1646.320				
	Npl,Rd	Nu,Rd	Ncr,T	Ncr,TF	An/Ag		
1646.320	1946.130	507711.339	1340.857	1.000			

	Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb,Rd
Major (y-y)	c	0.490	1340.857	1.135	1.374	0.466	766.753
MajorB(y-y)	c	0.490	1340.857	1.135	1.374	0.466	766.753
Minor (z-z)	c	0.490	5363.430	0.568	0.751	0.804	1324.219
MinorB(z-z)	c	0.490	5363.430	0.568	0.751	0.804	1324.219
Torsional TF	c	0.490	1340.857	1.135	1.374	0.466	766.753
MOMENT DESIGN							
		Med	Med,span	Mm,Ed	Meq,Ed		
		Moment	Moment	Moment	Moment		
Major (y-y)		-123.327	-123.327	-246.655	-123.327		
Minor (z-z)		-3.989	-3.989	-7.978	-3.989		
		Mc,Rd	Mv,Rd	Mn,Rd	Mb,Rd		
		Capacity	Capacity	Capacity	Capacity		
Major (y-y)		166.457	166.457	166.457	166.457		
Minor (z-z)		166.457	166.457	166.457			
	Curve	AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	psi	Mcr
LTB	d	0.760	0.139	0.487	1.000	1.089	9029.708
		kyy	kyz	kzy	kzz		
Factors		0.936	0.598	0.562	0.997		
SHEAR DESIGN							
		Ved	Vc,Rd	Stress	Status	Ted	
		Force	Capacity	Ratio	Check	Torsion	
Major (z)		15.187	605.109	0.025	OK	0.887	
Minor (y)		0.633	605.109	0.001	OK	0.887	
		Vpl,Rd	Eta	LambdabarW			
Reduction		605.109	1.000	0.000			

Frame : 171X	Mid: 608.084	Combo: ENVELOPE	Design Type: Brace
Length: 8.839	Y Mid: 365.595	Shape: Tubo 323,9 x 5	Frame Type: DCH-MRF
Loc : 4.420	Z Mid: 6.250	Class: Class 3	Rolled : No
Interaction=Method B		MultiResponse=Envelopes	P-Delta Done? No
Ignore Seismic Code? No		Ignore Special EQ Load? No	D/P Plug Welded? Yes
GammaM0=1.05	GammaM1=1.05	GammaM2=1.25	
q0=4.00	Omega=1.00	GammaRd=1.15	
An/Ag=1.00	RLLF=1.000	PLLF=0.750	D/C Lim=1.000
Aeff=0.005	eNy=0.000	eNz=0.000	
A=0.005	Iyy=6.369E-05	iy=0.113	Wel,yy=3.933E-04
It=1.274E-04	Izz=6.369E-05	izz=0.113	Wel,zz=3.933E-04
Iw=0.000	Iyz=0.000	h=0.324	Wpl,yy=5.085E-04
E=210000000.0	fy=275000.000	fu=430000.000	Wpl,zz=5.085E-04
			Av,y=0.003
			Av,z=0.003
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS			
Location	Ned	Med,yy	Med,zz
4.420	-48.693	-61.358	0.155
			Ved,z
			Ved,y
			Ted
			8.575
			-0.114
			-2.014

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation EC3 6.2.1(7), 6.2.9.2(1))							
D/C Ratio:		0.633 = 0.037 + sqrt[(0.596)^2 + (0.002)^2] <			1.000	OK	
		= (Ned/NRd) + sqrt[(My,Ed/My,Rd)^2 + (Mz,Ed/Mz,Rd)^2]			(EC3 6.2.1(7), 6.2.9.2(1))		
AXIAL FORCE DESIGN							
		Ned	Nc,Rd	Nt,Rd			
		Force	Capacity	Capacity			
Axial		-48.693	1311.952	1311.952			
		Npl,Rd	Nu,Rd	Ncr,T	Ncr,TF	An/Ag	
1311.952	1550.870	404594.843	1689.538	1.000			
		Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi
Major (y-y)	c	0.490	1689.538	0.903	1.080	0.598	784.562
MajorB(y-y)	c	0.490	1689.538	0.903	1.080	0.598	784.562
Minor (z-z)	c	0.490	6758.151	0.451	0.664	0.870	1141.047
MinorB(z-z)	c	0.490	6758.151	0.451	0.664	0.870	1141.047
Torsional TF	c	0.490	1689.538	0.903	1.080	0.598	784.562
MOMENT DESIGN							
		Med	Med,span	Mm,Ed	Meq,Ed		
		Moment	Moment	Moment	Moment		
Major (y-y)		-61.358	-61.358	-122.715	-61.358		
Minor (z-z)		0.155	0.217	0.310	0.217		
		Mc,Rd	Mv,Rd	Mn,Rd	Mb,Rd		
		Capacity	Capacity	Capacity	Capacity		
Major (y-y)		103.006	103.006	103.006	103.006		
Minor (z-z)		103.006	103.006	103.006	103.006		
		Curve	AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	psi
LTB	d	0.760	0.110	0.472	1.000	1.073	8951.388
		kyy	kyz	kzy	kzz		
Factors		0.930	0.978	0.744	0.978		
SHEAR DESIGN							
		Ved	Vc,Rd	Stress	Status	Ted	
		Force	Capacity	Ratio	Check	Torsion	
Major (z)		8.575	482.211	0.018	OK	1.731	
Minor (y)		0.171	482.211	0.000	OK	1.731	
		Vpl,Rd	Eta	LambdabarW			
Reduction		482.211	1.000	0.000			

Frame : 172X	Mid: 606.339	Combo: ENVELOPE	Design Type: Brace
Length: 9.847	Y Mid: 370.328	Shape: Tubo 323,9 x 5	Frame Type: DCH-MRF
Loc : 9.847	Z Mid: 6.250	Class: Class 3	Rolled : No
Interaction=Method B	MultiResponse=Envelopes	P-Delta Done? No	
Ignore Seismic Code? No	Ignore Special EQ Load? No	D/P Plug Welded? Yes	

GammaM0=1.05	GammaM1=1.05	GammaM2=1.25					
q0=4.00	Omega=1.00	GammaRd=1.15					
An/Ag=1.00	RLLF=1.000	PLLF=0.750	D/C Lim=1.000				
Aeff=0.005	eNy=0.000	eNz=0.000					
A=0.005	Iyy=6.369E-05	iyy=0.113	Wel,yy=3.933E-04	Weff,yy=3.933E-04			
It=1.274E-04	Izz=6.369E-05	izz=0.113	Wel,zz=3.933E-04	Weff,zz=3.933E-04			
Iw=0.000	Iyz=0.000	h=0.324	Wpl,yy=5.085E-04	Av,y=0.003			
E=210000000.0	fy=275000.000	fu=430000.000	Wpl,zz=5.085E-04	Av,z=0.003			
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS							
Location	Ned	Med,yy	Med,zz	Ved,z	Ved,y	Ted	
9.847	-46.237	0.000	0.000	19.014	-0.631	-5.574	
PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation NTC Eq C4.2.37)							
D/C Ratio:	0.968	= 0.066 + sqrt[(0.901)^2 + (0.037)^2]	<	1.000	OK		
		= NEd/(Chi_y NRk/GammaM1) + sqrt[(kyy (My,Ed+NEd eNy)/(Chi_LT					
My,Rk/GammaM1))^2							
		+ (kyz (Mz,Ed+NEd eNz)/(Mz,Rk/GammaM1))^2]			(NTC Eq C4.2.37)		
AXIAL FORCE DESIGN							
	Ned	Nc,Rd	Nt,Rd				
	Force	Capacity	Capacity				
Axial	-46.237	1311.952	1311.952				
	Npl,Rd	Nu,Rd	Ncr,T	Ncr,TF	An/Ag		
1311.952	1550.870	404594.843	1361.523	1.000			
	Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb,Rd
Major (y-y)	c	0.490	1361.523	1.006	1.203	0.537	703.916
MajorB(y-y)	c	0.490	1361.523	1.006	1.203	0.537	703.916
Minor (z-z)	c	0.490	5446.090	0.503	0.701	0.841	1103.809
MinorB(z-z)	c	0.490	5446.090	0.503	0.701	0.841	1103.809
Torsional TF	c	0.490	1361.523	1.006	1.203	0.537	703.916
MOMENT DESIGN							
	Med	Med,span	Mm,Ed	Meq,Ed			
	Moment	Moment	Moment	Moment			
Major (y-y)	0.000	-93.996	0.000	70.497			
Minor (z-z)	0.000	3.799	0.000	2.849			
	Mc,Rd	Mv,Rd	Mn,Rd	Mb,Rd			
	Capacity	Capacity	Capacity	Capacity			
Major (y-y)	103.006	103.006	103.006	103.006			
Minor (z-z)	103.006	103.006	103.006	103.006			
	Curve	AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	psi	Mcr
LTB	d	0.760	0.115	0.474	1.000	1.090	8156.308
	kyy	kyz	kzy	kzz			
Factors	0.987	0.998	0.790	0.998			
SHEAR DESIGN							

	Ved	Vc,Rd	Stress	Status	Ted
	Force	Capacity	Ratio	Check	Torsion
Major (z)	23.942	482.211	0.050	OK	1.997
Minor (y)	1.032	482.211	0.002	OK	1.997
	Vpl,Rd	Eta	LambdabarW		
Reduction	482.211	1.000	0.000		
BRACE MAXIMUM AXIAL LOADS					
	P	P			
Comp	Tens				
Axial	-46.237	48.718			

Frame : 174X Mid: 602.391 Combo: ENVELOPE Design Type: Brace							
Length: 8.494	Y Mid: 381.124	Shape: Tubo 323,9 x 5	Frame Type: DCH-MRF				
Loc : 0.000	Z Mid: 6.250	Class: Class 3	Rolled : No				
Interaction=Method B MultiResponse=Envelopes P-Delta Done? No							
Ignore Seismic Code? No Ignore Special EQ Load? No D/P Plug Welded? Yes							
GammaM0=1.05 GammaM1=1.05 GammaM2=1.25							
q0=4.00 Omega=1.00 GammaRd=1.15							
An/Ag=1.00 RLLF=1.000 PLLF=0.750 D/C Lim=1.000							
Aeff=0.005 eNy=0.000 eNz=0.000							
A=0.005	Iyy=6.369E-05	iy=0.113	Wel,yy=3.933E-04	Weff,yy=3.933E-04			
It=1.274E-04	Izz=6.369E-05	izz=0.113	Wel,zz=3.933E-04	Weff,zz=3.933E-04			
Iw=0.000	Iyz=0.000	h=0.324	Wpl,yy=5.085E-04	Av,y=0.003			
E=210000000.0	fy=275000.000	fu=430000.000	Wpl,zz=5.085E-04	Av,z=0.003			
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS							
Location	Ned	Med,yy	Med,zz	Ved,z	Ved,y	Ted	
0.000	-65.254	0.000	0.000	16.085	-0.157	-4.807	
PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation NTC Eq C4.2.37)							
D/C Ratio: 0.574 = 0.080 + sqrt[(0.494)^2 + (0.004)^2] < 1.000 OK							
= NEd/(Chi_y NRk/GammaM1) + sqrt[(kyy (My,Ed+NEd eNy)/(Chi_LT							
My,Rk/GammaM1))^2 + (kyz (Mz,Ed+NEd eNz)/(Mz,Rk/GammaM1))^2] (NTC Eq C4.2.37)							
AXIAL FORCE DESIGN							
	Ned	Nc,Rd	Nt,Rd				
	Force	Capacity	Capacity				
Axial	-65.254	1311.952	1311.952				
	Npl,Rd	Nu,Rd	Ncr,T	Ncr,TF	An/Ag		
1311.952	1550.870	404594.843	1829.703	1.000			
	Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb,Rd
Major (y-y)	c	0.490	1829.703	0.868	1.040	0.620	813.156
MajorB(y-y)	c	0.490	1829.703	0.868	1.040	0.620	813.156
Minor (z-z)	c	0.490	7318.814	0.434	0.651	0.879	1153.559
MinorB(z-z)	c	0.490	7318.814	0.434	0.651	0.879	1153.559

Torsional TF	c	0.490	1829.703	0.868	1.040	0.620	813.156
MOMENT DESIGN							
		Med	Med, span	Mm, Ed	Meq, Ed		
		Moment	Moment	Moment	Moment		
Major	(y-y)	0.000	-54.266	0.000	40.700		
Minor	(z-z)	0.000	0.374	0.000	0.281		
		Mc, Rd	Mv, Rd	Mn, Rd	Mb, Rd		
		Capacity	Capacity	Capacity	Capacity		
Major	(y-y)	103.006	103.006	103.006	103.006		
Minor	(z-z)	103.006	103.006	103.006			
		Curve AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	psi	Mcr
LTB	d	0.760	0.106	0.470	1.000	1.106	9594.395
		kyy	kyz	kzy	kzz		
Factors		0.938	1.001	0.750	1.001		
SHEAR DESIGN							
		Ved	Vc, Rd	Stress	Status	Ted	
		Force	Capacity	Ratio	Check	Torsion	
Major	(z)	16.085	482.211	0.033	OK	1.672	
Minor	(y)	0.157	482.211	0.000	OK	1.672	
		Vpl, Rd	Eta	LambdabarW			
Reduction		482.211	1.000	0.000			
BRACE MAXIMUM AXIAL LOADS							
		P	P				
Comp	Tens						
Axial		-65.254	78.770				

Frame : 175	X Mid: 607.742	Combo: ENVELOPE	Design Type: Brace
Length: 11.166	Y Mid: 386.464	Shape: Tubo 323,9 x 6,3	Frame Type: DCH-MRF
Loc : 4.217	Z Mid: 6.250	Class: Class 2	Rolled : No
Interaction=Method B	MultiResponse=Envelopes	P-Delta Done? No	
Ignore Seismic Code? No	Ignore Special EQ Load? No	D/P Plug Welded? Yes	
GammaM0=1.05	GammaM1=1.05	GammaM2=1.25	
q0=4.00	Omega=1.00	GammaRd=1.15	
An/Ag=1.00	RLLF=1.000	PLLF=0.750	D/C Lim=1.000
Aeff=0.006	eNy=0.000	eNz=0.000	
A=0.006	Iyy=7.929E-05	iyy=0.112	Wel, yy=4.896E-04
It=1.586E-04	Izz=7.929E-05	izz=0.112	Wel, zz=4.896E-04
Iw=0.000	Iyz=0.000	h=0.324	Wpl, yy=6.356E-04
E=210000000.0	fy=275000.000	fu=430000.000	Wpl, zz=6.356E-04
			Av, y=0.004
			Av, z=0.004

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS							
Location	Ned	Med,yy	Med,zz	Ved,z	Ved,y	Ted	
4.217	-57.223	-97.956	-4.520	-5.562	-0.151	-2.761	
PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation NTC Eq C4.2.37)							
D/C Ratio:	0.713 = 0.075 + sqrt[(0.637)^2 + (0.019)^2] <				1.000	OK	
= NEd/(Chi_y NRk/GammaM1) + sqrt[(kyy (My,Ed+NEd eNy)/(Chi_LT							
My,Rk/GammaM1))^2							
+ (kyz (Mz,Ed+NEd eNz)/(Mz,Rk/GammaM1))^2] (NTC Eq C4.2.37)							
AXIAL FORCE DESIGN							
	Ned	Nc,Rd	Nt,Rd				
	Force	Capacity	Capacity				
Axial	-57.223	1646.320	1646.320				
	Npl,Rd	Nu,Rd	Ncr,T	Ncr,TF	An/Ag		
1646.320	1946.130	507711.339	1318.011	1.000			
	Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb,Rd
Major (y-y)	c	0.490	1318.011	1.145	1.387	0.461	758.522
MajorB(y-y)	c	0.490	1318.011	1.145	1.387	0.461	758.522
Minor (z-z)	c	0.490	3403.384	0.713	0.880	0.717	1180.120
MinorB(z-z)	c	0.490	3403.384	0.713	0.880	0.717	1180.120
Torsional TF	c	0.490	1318.011	1.145	1.387	0.461	758.522
MOMENT DESIGN							
	Med	Med,span	Mm,Ed	Meq,Ed			
	Moment	Moment	Moment	Moment			
Major (y-y)	-97.956	-111.148	-157.407	-111.148			
Minor (z-z)	-4.520	-5.143	-7.264	-5.143			
	Mc,Rd	Mv,Rd	Mn,Rd	Mb,Rd			
	Capacity	Capacity	Capacity	Capacity			
Major (y-y)	166.457	166.457	166.457	166.457			
Minor (z-z)	166.457	166.457	166.457				
	Curve	AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	psi	Mcr
LTB	d	0.760	0.154	0.494	1.000	1.116	7370.214
	kyy	kyz	kzy	kzz			
Factors	0.954	0.602	0.573	1.003			
SHEAR DESIGN							
	Ved	Vc,Rd	Stress	Status	Ted		
	Force	Capacity	Ratio	Check	Torsion		
Major (z)	5.562	605.109	0.009	OK	4.672		
Minor (y)	0.583	605.109	0.001	OK	4.672		
	Vpl,Rd	Eta	LambdabarW				
Reduction	605.109	1.000	0.000				
Frame : 176X Mid: 613.803 Combo: ENVELOPE Design Type: Brace							
Length: 11.866 Y Mid: 388.668 Shape: Tubo 323,9 x 6,3 Frame Type: DCH-MRF							
Loc : 11.866 Z Mid: 6.250 Class: Class 2 Rolled : No							

Interaction=Method B		MultiResponse=Envelopes		P-Delta Done? No			
Ignore Seismic Code? No		Ignore Special EQ Load? No		D/P Plug Welded? Yes			
GammaM0=1.05		GammaM1=1.05		GammaM2=1.25			
q0=4.00		Omega=1.00		GammaRd=1.15			
An/Ag=1.00		RLLF=1.000		PLLF=0.750			
				D/C Lim=1.000			
Aeff=0.006		eNy=0.000		eNz=0.000			
A=0.006		Iyy=7.929E-05		iyy=0.112			
				Wel,yy=4.896E-04			
				Weff,yy=4.896E-04			
It=1.586E-04		Izz=7.929E-05		izz=0.112			
				Wel,zz=4.896E-04			
				Weff,zz=4.896E-04			
Iw=0.000		Iyz=0.000		h=0.324			
				Wpl,yy=6.356E-04			
				Av,y=0.004			
E=210000000.0		fy=275000.000		fu=430000.000			
				Wpl,zz=6.356E-04			
				Av,z=0.004			
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS							
Location		Ned		Med,yy		Med,zz	
		Ved,z		Ved,y		Ted	
11.866		-90.518		0.000		0.000	
				-25.831		-0.726	
						-3.568	
PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation NTC Eq C4.2.37)							
D/C Ratio:		0.957 = 0.129 + sqrt[(0.827)^2 + (0.013)^2]		<		1.000	
						OK	
						= NEd/(Chi_y NRk/GammaM1) + sqrt[(kyy (My,Ed+NEd eNy)/(Chi_LT	
						My,Rk/GammaM1))^2	
						+ (kyz (Mz,Ed+NEd eNz)/(Mz,Rk/GammaM1))^2]	
						(NTC Eq C4.2.37)	
AXIAL FORCE DESIGN							
		Ned		Nc,Rd		Nt,Rd	
		Force		Capacity		Capacity	
Axial		-90.518		1646.320		1646.320	
		Npl,Rd		Nu,Rd		Ncr,T	
		1946.130		507711.339		1167.222	
						1.000	
		Alpha		Ncr		LambdaBar	
		0.490		1167.222		1.217	
						1.490	
						0.426	
						700.934	
Major (y-y)		c		0.490		1167.222	
MajorB(y-y)		c		0.490		1167.222	
Minor (z-z)		c		0.490		3227.093	
MinorB(z-z)		c		0.490		3227.093	
Torsional TF		c		0.490		1167.222	
						1.217	
						1.490	
						0.426	
						700.934	
MOMENT DESIGN							
		Med		Med,span		Mm,Ed	
		Moment		Moment		Moment	
Major (y-y)		0.000		-138.698		0.000	
Minor (z-z)		0.000		-3.672		0.000	
						2.754	
		Mc,Rd		Mv,Rd		Mn,Rd	
		Capacity		Capacity		Capacity	
Major (y-y)		166.457		166.457		166.457	
Minor (z-z)		166.457		166.457		166.457	
		AlphaLT		LambdaBarLT		PhiLT	
		0.760		0.158		0.496	
						1.000	
						1.091	
						7013.347	
		kyy		kyz		kzy	
						kzz	

Factors	0.993	0.611	0.596	1.019	
SHEAR DESIGN					
	Ved	Vc,Rd	Stress	Status	Ted
	Force	Capacity	Ratio	Check	Torsion
Major (z)	25.831	605.109	0.043	OK	1.669
Minor (y)	0.726	605.109	0.001	OK	1.669
	Vp1,Rd	Eta	LambdabarW		
Reduction	605.109	1.000	0.000		
BRACE MAXIMUM AXIAL LOADS					
	P	P			
Comp	Tens				
Axial	-90.518	103.976			

Frame : 165X Mid: 616.479 Combo: ENVELOPE Design Type: Brace

Length: 12.716	Y Mid: 391.338	Shape: Tubo 323,9 x 6,3	Frame Type: DCH-MRF				
Loc : 7.092	Z Mid: 6.250	Class: Class 2	Rolled : No				
Interaction=Method B		MultiResponse=Envelopes	P-Delta Done? No				
Ignore Seismic Code? No		Ignore Special EQ Load? No	D/P Plug Welded? Yes				
GammaM0=1.05	GammaM1=1.05	GammaM2=1.25					
q0=4.00	Omega=1.00	GammaRd=1.15					
An/Ag=1.00	RLLF=1.000	PLLF=0.750	D/C Lim=1.000				
Aeff=0.006	eNy=0.000	eNz=0.000					
A=0.006	Iyy=7.929E-05	iyy=0.112	Wel,yy=4.896E-04 Weff,yy=4.896E-04				
It=1.586E-04	Izz=7.929E-05	izz=0.112	Wel,zz=4.896E-04 Weff,zz=4.896E-04				
Iw=0.000	Iyz=0.000	h=0.324	Wpl,yy=6.356E-04 Av,y=0.004				
E=210000000.0	fy=275000.000	fu=430000.000	Wpl,zz=6.356E-04 Av,z=0.004				
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS							
Location	Ned	Med,yy	Med,zz	Ved,z	Ved,y	Ted	
7.092	-120.621	-90.659	-1.135	-10.991	-0.286	-2.270	
PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation NTC Eq C4.2.37)							
D/C Ratio: 0.754 = 0.189 + sqrt[(0.564)^2 + (0.004)^2] < 1.000 OK							
= NEd/(Chi_y NRK/GammaM1) + sqrt[(kyy (My,Ed+NEd eNy)/(Chi_LT My,Rk/GammaM1))^2							
+ (kyz (Mz,Ed+NEd eNz)/(Mz,Rk/GammaM1))^2] (NTC Eq C4.2.37)							
AXIAL FORCE DESIGN							
	Ned	Nc,Rd	Nt,Rd				
	Force	Capacity	Capacity				
Axial	-120.621	1646.320	1646.320				
	Npl,Rd	Nu,Rd	Ncr,T	Ncr,TF	An/Ag		
1646.320	1946.130	507711.339	1016.353	1.000			
	Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb,Rd
Major (y-y)	c	0.490	1016.353	1.304	1.621	0.387	637.238

MajorB(y-y)	c	0.490	1016.353	1.304	1.621	0.387	637.238
Minor(z-z)	c	0.490	3267.471	0.727	0.894	0.708	1165.084
MinorB(z-z)	c	0.490	3267.471	0.727	0.894	0.708	1165.084
Torsional TF	c	0.490	1016.353	1.304	1.621	0.387	637.238
MOMENT DESIGN							
		Med	Med, span	Mm, Ed	Meq, Ed		
		Moment	Moment	Moment	Moment		
Major(y-y)		-90.659	-90.659	-162.553	-90.659		
Minor(z-z)		-1.135	-1.135	-2.035	-1.135		
		Mc, Rd	Mv, Rd	Mn, Rd	Mb, Rd		
Capacity	Capacity	Capacity	Capacity				
Major(y-y)		166.457	166.457	166.457	166.457		
Minor(z-z)		166.457	166.457	166.457			
		Curve AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	psi	Mcr
LTB	d	0.760	0.161	0.498	1.000	1.043	6746.898
		kyy	kyz	kzy	kzz		
Factors		1.036	0.622	0.622	1.037		
SHEAR DESIGN							
		Ved	Vc, Rd	Stress	Status	Ted	
		Force	Capacity	Ratio	Check	Torsion	
Major(z)		10.991	605.109	0.018	OK	4.264	
Minor(y)		0.286	605.109	0.000	OK	4.264	
		Vpl, Rd	Eta	LambdabarW			
Reduction		605.109	1.000	0.000			

Frame : 164X Mid: 622.520 Combo: ENVELOPE Design Type: Brace							
Length: 7.981	Y Mid: 386.700	Shape: Tubo 323,9 x 5	Frame Type: DCH-MRF				
Loc : 0.000	Z Mid: 6.250	Class: Class 3	Rolled : No				
Interaction=Method B		MultiResponse=Envelopes		P-Delta Done? No			
Ignore Seismic Code? No		Ignore Special EQ Load? No		D/P Plug Welded? Yes			
GammaM0=1.05	GammaM1=1.05	GammaM2=1.25					
q0=4.00	Omega=1.00	GammaRd=1.15					
An/Ag=1.00	RLLF=1.000	PLLF=0.750	D/C Lim=1.000				
Aeff=0.005	eNy=0.000	eNz=0.000					
A=0.005	Iyy=6.369E-05	iyy=0.113	Wel, yy=3.933E-04	Weff, yy=3.933E-04			
It=1.274E-04	Izz=6.369E-05	izz=0.113	Wel, zz=3.933E-04	Weff, zz=3.933E-04			
Iw=0.000	Iyz=0.000	h=0.324	Wpl, yy=5.085E-04	Av, y=0.003			
E=210000000.0	fy=275000.000	fu=430000.000	Wpl, zz=5.085E-04	Av, z=0.003			
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS							
Location	Ned	Med, yy	Med, zz	Ved, z	Ved, y	Ted	

0.000	-54.105	0.000	0.000	17.029	-0.195	-1.797	
PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation NTC Eq C4.2.37)							
D/C Ratio: 0.606 = 0.063 + sqrt[(0.542)^2 + (0.008)^2] < 1.000 OK							
= NEd/(Chi_y NRK/GammaM1) + sqrt[(kyy (My,Ed+NEd eNy)/(Chi_LT							
My,Rk/GammaM1))^2 + (kyz (Mz,Ed+NEd eNz)/(Mz,Rk/GammaM1))^2] (NTC Eq C4.2.37)							
AXIAL FORCE DESIGN							
	Ned	Nc,Rd	Nt,Rd				
	Force	Capacity	Capacity				
Axial	-54.105	1311.952	1311.952				
	Npl,Rd	Nu,Rd	Ncr,T	Ncr,TF	An/Ag		
1311.952	1550.870	404594.843	2072.302	1.000			
	Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb,Rd
Major (y-y)	c	0.490	2072.302	0.815	0.983	0.653	856.097
MajorB(y-y)	c	0.490	2072.302	0.815	0.983	0.653	856.097
Minor (z-z)	c	0.490	8289.209	0.408	0.634	0.893	1171.918
MinorB(z-z)	c	0.490	8289.209	0.408	0.634	0.893	1171.918
Torsional TF	c	0.490	2072.302	0.815	0.983	0.653	856.097
MOMENT DESIGN							
	Med	Med,span	Mm,Ed	Meq,Ed			
	Moment	Moment	Moment	Moment			
Major (y-y)	0.000	-57.050	0.000	42.787			
Minor (z-z)	0.000	0.816	0.000	0.612			
	Mc,Rd	Mv,Rd	Mn,Rd	Mb,Rd			
	Capacity	Capacity	Capacity	Capacity			
Major (y-y)	103.006	103.006	103.006	103.006			
Minor (z-z)	103.006	103.006	103.006	103.006			
	Curve	AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	psi	Mcr
LTB	d	0.760	0.103	0.468	1.000	1.113	10278.601
	kyy	kyz	kzy	kzz			
Factors	0.979	0.991	0.783	0.991			
SHEAR DESIGN							
	Ved	Vc,Rd	Stress	Status	Ted		
	Force	Capacity	Ratio	Check	Torsion		
Major (z)	17.029	482.211	0.035	OK	1.969		
Minor (y)	0.341	482.211	0.001	OK	1.969		
	Vpl,Rd	Eta	LambdabarW				
Reduction	482.211	1.000	0.000				
BRACE MAXIMUM AXIAL LOADS							
	P	P					
Comp	Tens						
Axial	-54.105	74.636					

Frame : 166	X Mid: 623.334	Combo: ENVELOPE	Design Type: Brace				
Length: 9.923	Y Mid: 383.518	Shape: Tubo 323,9 x 5	Frame Type: DCH-MRF				
Loc : 5.125	Z Mid: 6.250	Class: Class 3	Rolled : No				
Interaction=Method B							
Ignore Seismic Code? No		MultiResponse=Envelopes		P-Delta Done? No			
Ignore Special EQ Load? No				D/P Plug Welded? Yes			
GammaM0=1.05							
GammaM1=1.05		GammaM2=1.25					
q0=4.00		Omega=1.00		GammaRd=1.15			
An/Ag=1.00		RLLF=1.000		PLLF=0.750			
D/C Lim=1.000							
Aeff=0.005							
eNy=0.000		eNz=0.000					
A=0.005		Iyy=6.369E-05		iyy=0.113			
		Izz=6.369E-05		izz=0.113			
It=1.274E-04				h=0.324			
Iw=0.000		Iyz=0.000		fy=275000.000			
E=210000000.0		fu=430000.000		E=210000000.0			
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS							
Location	Ned	Med,yy	Med,zz	Ved,z	Ved,y	Ted	
5.125	-5.547	-87.292	-4.153	-12.631	-0.601	-2.711	
PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation EC3 6.2.1(7), 6.2.9.2(1))							
D/C Ratio: 0.853 = 0.004 + sqrt[(0.847)^2 + (0.040)^2] < 1.000 OK							
= (Ned/NRd) + sqrt[(My,Ed/My,Rd)^2 + (Mz,Ed/Mz,Rd)^2] (EC3 6.2.1(7), 6.2.9.2(1))							
AXIAL FORCE DESIGN							
	Ned	Nc,Rd	Nt,Rd				
	Force	Capacity	Capacity				
Axial	-5.547	1311.952	1311.952				
	Npl,Rd	Nu,Rd	Ncr,T	Ncr,TF	An/Ag		
1311.952	1550.870	404594.843	1340.801	1.000			
	Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb,Rd
Major (y-y)	c	0.490	1340.801	1.014	1.213	0.532	698.064
MajorB(y-y)	c	0.490	1340.801	1.014	1.213	0.532	698.064
Minor (z-z)	c	0.490	5025.336	0.524	0.716	0.830	1088.554
MinorB(z-z)	c	0.490	5025.336	0.524	0.716	0.830	1088.554
Torsional TF	c	0.490	1340.801	1.014	1.213	0.532	698.064
MOMENT DESIGN							
	Med	Med,span	Mm,Ed	Meq,Ed			
	Moment	Moment	Moment	Moment			
Major (y-y)	-87.292	-87.292	-168.995	-87.292			
Minor (z-z)	-4.153	-4.153	-8.039	-4.153			
	Mc,Rd	Mv,Rd	Mn,Rd	Mb,Rd			
Capacity	Capacity	Capacity	Capacity				
Major (y-y)	103.006	103.006	103.006	103.006			
Minor (z-z)	103.006	103.006	103.006				

	Curve	AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	psi	Mcr
LTB	d	0.760	0.118	0.476	1.000	1.075	7728.916
		kyy	kyz	kzy	kzz		
Factors		0.904	0.988	0.723	0.988		
SHEAR DESIGN							
		Ved	Vc,Rd	Stress	Status	Ted	
		Force	Capacity	Ratio	Check	Torsion	
Major (z)		12.631	482.211	0.026	OK	2.340	
Minor (y)		0.764	482.211	0.002	OK	2.340	
		Vpl,Rd	Eta	LambdaBarW			
Reduction		482.211	1.000	0.000			
Frame : 167							
X Mid: 625.537	Combo: ENVELOPE	Design Type: Brace					
Length: 9.617	Y Mid: 377.458	Shape: Tubo 323,9 x 5	Frame Type: DCH-MRF				
Loc : 5.162	Z Mid: 6.250	Class: Class 3	Rolled : No				
Interaction=Method B		MultiResponse=Envelopes			P-Delta Done? No		
Ignore Seismic Code? No		Ignore Special EQ Load? No			D/P Plug Welded? Yes		
GammaM0=1.05	GammaM1=1.05	GammaM2=1.25					
q0=4.00	Omega=1.00	GammaRd=1.15					
An/Ag=1.00	RLLF=1.000	PLLF=0.750	D/C Lim=1.000				
Aeff=0.005	eNy=0.000	eNz=0.000					
A=0.005	Iyy=6.369E-05	iy=0.113	Wel,yy=3.933E-04		Weff,yy=3.933E-04		
It=1.274E-04	Izz=6.369E-05	izz=0.113	Wel,zz=3.933E-04		Weff,zz=3.933E-04		
Iw=0.000	Iyz=0.000	h=0.324	Wpl,yy=5.085E-04		Av,y=0.003		
E=210000000.0	fy=275000.000	fu=430000.000	Wpl,zz=5.085E-04		Av,z=0.003		
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS							
Location	Ned	Med,yy	Med,zz	Ved,z	Ved,y	Ted	
5.162	55.036	-92.323	-4.625	-16.405	-0.767	3.017	
PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation EC3 6.2.1(7), 6.2.9.2(1))							
D/C Ratio:	0.939 = 0.042 + sqrt[(0.896)^2 + (0.045)^2] < 1.000					OK	
	= (Ned/NRd) + sqrt[(My,Ed/My,Rd)^2 + (Mz,Ed/Mz,Rd)^2]					(EC3 6.2.1(7), 6.2.9.2(1))	
AXIAL FORCE DESIGN							
	Ned	Nc,Rd	Nt,Rd				
	Force	Capacity	Capacity				
Axial	55.036	1311.952	1311.952				
	Npl,Rd	Nu,Rd	Ncr,T	Ncr,TF	An/Ag		
1311.952	1550.870	404594.843	1427.258	1.000			
	Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb,Rd
Major (y-y)	c	0.490	1427.258	0.982	1.174	0.550	721.833
MajorB(y-y)	c	0.490	1427.258	0.982	1.174	0.550	721.833
Minor (z-z)	c	0.490	4954.737	0.527	0.719	0.828	1085.786

MinorB(z-z)	c	0.490	4954.737	0.527	0.719	0.828	1085.786
Torsional TF	c	0.490	1427.258	0.982	1.174	0.550	721.833
MOMENT DESIGN							
		Med	Med, span	Mm, Ed	Meq, Ed		
		Moment	Moment	Moment	Moment		
Major (y-y)		-92.323	-92.323	-172.016	-92.323		
Minor (z-z)		-4.625	-4.625	-8.618	-4.625		
		Mc, Rd	Mv, Rd	Mn, Rd	Mb, Rd		
Capacity	Capacity	Capacity	Capacity				
Major (y-y)		103.006	103.006	103.006	103.006		
Minor (z-z)		103.006	103.006	103.006			
		Curve	AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	psi
LTB	d	0.760	0.119	0.476	1.000	1.074	7669.970
		kyy	kyz	kzy	kzz		
Factors		0.900	0.988	0.720	0.988		
SHEAR DESIGN							
		Ved	Vc, Rd	Stress	Status	Ted	
		Force	Capacity	Ratio	Check	Torsion	
Major (z)		16.405	482.211	0.034	OK	3.017	
Minor (y)		0.884	482.211	0.002	OK	3.017	
		Vpl, Rd	Eta	LambdabarW			
Reduction		482.211	1.000	0.000			

Frame : 168X Mid: 627.166 Combo: ENVELOPE Design Type: Brace							
Length: 9.150	Y Mid: 371.093	Shape: Tubo 323,9 x 5	Frame Type: DCH-MRF				
Loc : 4.575	Z Mid: 6.250	Class: Class 3	Rolled : No				
Interaction=Method B MultiResponse=Envelopes P-Delta Done? No							
Ignore Seismic Code? No Ignore Special EQ Load? No D/P Plug Welded? Yes							
GammaM0=1.05 GammaM1=1.05 GammaM2=1.25							
q0=4.00 Omega=1.00 GammaRd=1.15							
An/Ag=1.00 RLLF=1.000 PLLF=0.750 D/C Lim=1.000							
Aeff=0.005 eNy=0.000 eNz=0.000							
A=0.005	Iyy=6.369E-05	iy=0.113	Wel, yy=3.933E-04	Weff, yy=3.933E-04			
It=1.274E-04	Izz=6.369E-05	izz=0.113	Wel, zz=3.933E-04	Weff, zz=3.933E-04			
Iw=0.000	Iyz=0.000	h=0.324	Wpl, yy=5.085E-04	Av, y=0.003			
E=210000000.0	fy=275000.000	fu=430000.000	Wpl, zz=5.085E-04	Av, z=0.003			
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS							
Location	Ned	Med, yy	Med, zz	Ved, z	Ved, y	Ted	
4.575	-71.402	-68.604	-0.470	-8.920	-0.181	-1.186	
PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation NTC Eq C4.2.37)							
D/C Ratio: 0.725 = 0.094 + sqrt[(0.631)^2 + (0.005)^2] < 1.000 OK							

		= NEd/(Chi_y NRk/GammaM1) + sqrt[(kyy (My,Ed+NEd eNy)/(Chi_LT								
My,Rk/GammaM1))^2		+ (kyz (Mz,Ed+NEd eNz)/(Mz,Rk/GammaM1))^2]						(NTC Eq C4.2.37)		
AXIAL FORCE DESIGN										
		Ned		Nc,Rd		Nt,Rd				
		Force		Capacity		Capacity				
Axial		-71.402		1311.952		1311.952				
		Npl,Rd		Nu,Rd		Ncr,T		Ncr,TF		An/Ag
1311.952		1550.870		404594.843		1576.715		1.000		
		Curve		Alpha		Ncr		LambdaBar		Phi
		Chi		Nb,Rd						
Major (y-y)		c		0.490		1576.715		0.935		1.117
MajorB(y-y)		c		0.490		1576.715		0.935		1.117
Minor (z-z)		c		0.490		6306.859		0.467		0.675
MinorB(z-z)		c		0.490		6306.859		0.467		0.675
Torsional TF		c		0.490		1576.715		0.935		1.117
MOMENT DESIGN										
		Med		Med,span		Mm,Ed		Meq,Ed		
		Moment		Moment		Moment		Moment		
Major (y-y)		-68.604		-68.604		-137.209		-68.604		
Minor (z-z)		-0.470		-0.470		-0.940		-0.470		
		Mc,Rd		Mv,Rd		Mn,Rd		Mb,Rd		
Capacity		Capacity		Capacity		Capacity				
Major (y-y)		103.006		103.006		103.006		103.006		
Minor (z-z)		103.006		103.006		103.006				
		Curve		AlphaLT		LambdaBarLT		PhiLT		ChiLT
		psi		Mcr						
LTB		d		0.760		0.111		0.472		1.000
		kyy		kyz		kzy		kzz		
Factors		0.947		1.004		0.758		1.004		
SHEAR DESIGN										
		Ved		Vc,Rd		Stress		Status		Ted
		Force		Capacity		Ratio		Check		Torsion
Major (z)		8.920		482.211		0.018		OK		0.861
Minor (y)		0.181		482.211		0.000		OK		0.861
		Vpl,Rd		Eta		LambdabarW				
Reduction		482.211		1.000		0.000				

14.6.2 Travi principali di bordo

Frame : 162X		Mid: 599.898	Combo: ENVELOPE	Design Type: Beam			
Length: 10.089	Y Mid: 376.516	Shape: Tubo 273 x 5	Frame Type: DCH-MRF				
Loc : 10.089	Z Mid: 6.500	Class: Class 2	Rolled : No				
Interaction=Method B		MultiResponse=Envelopes		P-Delta Done? No			
Ignore Seismic Code? No		Ignore Special EQ Load? No		D/P Plug Welded? Yes			
GammaM0=1.05	GammaM1=1.05	GammaM2=1.25					
q0=4.00	Omega=1.00	GammaRd=1.15					
An/Ag=1.00	RLLF=1.000	PLLF=0.750	D/C Lim=1.000				
Aeff=0.004	eNy=0.000	eNz=0.000					
A=0.004	Iyy=3.781E-05	iyy=0.095	Wel,yy=2.770E-04	Weff,yy=2.770E-04			
It=7.562E-05	Izz=3.781E-05	izz=0.095	Wel,zz=2.770E-04	Weff,zz=2.770E-04			
Iw=0.000	Iyz=0.000	h=0.273	Wpl,yy=3.592E-04	Av,y=0.003			
E=210000000.0	fy=275000.000	fu=430000.000	Wpl,zz=3.592E-04	Av,z=0.003			
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS							
Location	Ned	Med,yy	Med,zz	Ved,z	Ved,y	Ted	
10.089	-40.921	0.000	0.000	35.541	-0.791	-3.708	
PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation NTC Eq C4.2.37)							
D/C Ratio:	0.924 = 0.088 + sqrt[(0.835)^2 + (0.033)^2] <			1.000	OK		
= NEd/(Chi_y NRk/GammaM1) + sqrt[(kyy (My,Ed+NEd eNy)/(Chi_LT							
My,Rk/GammaM1))^2							
+ (kyz (Mz,Ed+NEd eNz)/(Mz,Rk/GammaM1))^2] (NTC Eq C4.2.37)							
AXIAL FORCE DESIGN							
	Ned	Nc,Rd	Nt,Rd				
	Force	Capacity	Capacity				
Axial	-40.921	1102.549	1102.549				
	Npl,Rd	Nu,Rd	Ncr,T	Ncr,TF	An/Ag		
1102.549	1303.334	340016.990	769.854	1.000			
	Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb,Rd
Major (y-y)	c	0.490	769.854	1.226	1.503	0.421	464.638
MajorB (y-y)	c	0.490	769.854	1.226	1.503	0.421	464.638
Minor (z-z)	c	0.490	3079.417	0.613	0.789	0.778	857.309
MinorB (z-z)	c	0.490	3079.417	0.613	0.789	0.778	857.309
Torsional TF	c	0.490	769.854	1.226	1.503	0.421	464.638
MOMENT DESIGN							
	Med	Med,span	Mm,Ed	Meq,Ed			
	Moment	Moment	Moment	Moment			
Major (y-y)	0.000	-81.508	0.000	61.131			
Minor (z-z)	0.000	5.168	0.000	3.876			
	Mc,Rd	Mv,Rd	Mn,Rd	Mb,Rd			
	Capacity	Capacity	Capacity	Capacity			

Major (y-y)	94.066	94.066	94.066	94.066		
Minor (z-z)	94.066	94.066	94.066			
	Curve AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	psi	Mcr
LTB	d	0.760	0.146	0.490	1.000	1.073 4653.330
		kyy	kyz	kzy	kzz	
Factors		0.963	0.602	0.578	1.004	
SHEAR DESIGN						
	Ved	Vc,Rd	Stress	Status	Ted	
	Force	Capacity	Ratio	Check	Torsion	
Major (z)	35.541	405.245	0.088	OK	6.838	
Minor (y)	1.481	405.245	0.004	OK	6.838	
	Vpl,Rd	Eta	LambdabarW			
Reduction	405.245	1.000	0.000			
CONNECTION SHEAR FORCES FOR BEAMS						
	VMajor	VMajor				
	Left	Right				
Major (V2)	24.552	23.242				

Frame : 163X Mid: 603.387 Combo: ENVELOPE Design Type: Beam							
Length: 10.089	Y Mid: 367.049	Shape: Tubo 273 x 5	Frame Type: DCH-MRF				
Loc : 1.009	Z Mid: 6.500	Class: Class 2	Rolled : No				
Interaction=Method B	MultiResponse=Envelopes	P-Delta Done? No					
Ignore Seismic Code? No	Ignore Special EQ Load? No	D/P Plug Welded? Yes					
GammaM0=1.05	GammaM1=1.05	GammaM2=1.25					
q0=4.00	Omega=1.00	GammaRd=1.15					
An/Ag=1.00	RLLF=1.000	PLLF=0.750	D/C Lim=1.000				
Aeff=0.004	eNy=0.000	eNz=0.000					
A=0.004	Iyy=3.781E-05	iyy=0.095	Wel,yy=2.770E-04	Weff,yy=2.770E-04			
It=7.562E-05	Izz=3.781E-05	izz=0.095	Wel,zz=2.770E-04	Weff,zz=2.770E-04			
Iw=0.000	Iyz=0.000	h=0.273	Wpl,yy=3.592E-04	Av,y=0.003			
E=210000000.0	fy=275000.000	fu=430000.000	Wpl,zz=3.592E-04	Av,z=0.003			
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS							
Location	Ned	Med,yy	Med,zz	Ved,z	Ved,y	Ted	
1.009	-34.855	-23.624	1.492	42.227	-1.479	-6.657	
PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation NTC Eq C4.2.37)							
D/C Ratio:	0.901 = 0.075 + sqrt[(0.825)^2 + (0.032)^2] <			1.000	OK		
	= NEd/(Chi_y NRk/GammaM1) + sqrt[(kyy (My,Ed+NEd eNy)/(Chi_LT						
	My,Rk/GammaM1))^2 + (kyz (Mz,Ed+NEd eNz)/(Mz,Rk/GammaM1))^2]					(NTC Eq C4.2.37)	
AXIAL FORCE DESIGN							
	Ned	Nc,Rd	Nt,Rd				
	Force	Capacity	Capacity				

Axial	-34.855	1102.549	1102.549				
	Npl,Rd	Nu,Rd	Ncr,T	Ncr,TF	An/Ag		
1102.549	1303.334	340016.990	769.854	1.000			
	Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb,Rd
Major (y-y)	c	0.490	769.854	1.226	1.503	0.421	464.638
MajorB(y-y)	c	0.490	769.854	1.226	1.503	0.421	464.638
Minor (z-z)	c	0.490	3079.417	0.613	0.789	0.778	857.309
MinorB(z-z)	c	0.490	3079.417	0.613	0.789	0.778	857.309
Torsional TF	c	0.490	769.854	1.226	1.503	0.421	464.638
MOMENT DESIGN							
	Med	Med,span	Mm,Ed	Meq,Ed			
	Moment	Moment	Moment	Moment			
Major (y-y)	-23.624	-81.382	-47.249	-61.423			
Minor (z-z)	1.492	5.075	2.983	3.878			
	Mc,Rd	Mv,Rd	Mn,Rd	Mb,Rd			
	Capacity	Capacity	Capacity	Capacity			
Major (y-y)	94.066	94.066	94.066	94.066			
Minor (z-z)	94.066	94.066	94.066				
	Curve	AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	psi	Mcr
LTB	d	0.760	0.146	0.490	1.000	1.071	4644.205
	kyy	kyz	kzy	kzz			
Factors	0.954	0.591	0.572	0.986			
SHEAR DESIGN							
	Ved	Vc,Rd	Stress	Status	Ted		
	Force	Capacity	Ratio	Check	Torsion		
Major (z)	42.227	405.245	0.104	OK	3.622		
Minor (y)	1.479	405.245	0.004	OK	3.622		
	Vp1,Rd	Eta	LambdabarW				
Reduction	405.245	1.000	0.000				
CONNECTION SHEAR FORCES FOR BEAMS							
	VMajor	VMajor					
Left	Right						
Major (V2)	23.253	24.454					

Frame : 150X	Mid: 608.582	Combo: ENVELOPE	Design Type: Beam
Length: 6.928	Y Mid: 362.021	Shape: Tubo 273 x 4	Frame Type: DCH-MRF
Loc : 2.771	Z Mid: 6.500	Class: Class 3	Rolled : No
Interaction=Method B	MultiResponse=Envelopes	P-Delta Done? No	
Ignore Seismic Code? No	Ignore Special EQ Load? No	D/P Plug Welded? Yes	
GammaM0=1.05	GammaM1=1.05	GammaM2=1.25	
q0=4.00	Omega=1.00	GammaRd=1.15	
An/Ag=1.00	RLLF=1.000	PLLF=0.750	D/C Lim=1.000

Aeff=0.003	eNy=0.000	eNz=0.000					
A=0.003	Iyy=3.058E-05	iyy=0.095	Wel,yy=2.240E-04	Weff,yy=2.240E-04			
It=6.116E-05	Izz=3.058E-05	izz=0.095	Wel,zz=2.240E-04	Weff,zz=2.240E-04			
Iw=0.000	Iyz=0.000	h=0.273	Wpl,yy=2.895E-04	Av,y=0.002			
E=210000000.0	fy=275000.000	fu=430000.000	Wpl,zz=2.895E-04	Av,z=0.002			
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS							
Location	Ned	Med,yy	Med,zz	Ved,z	Ved,y	Ted	
2.771	37.944	-27.984	1.635	29.416	-0.468	1.421	
PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation EC3 6.2.1(7), 6.2.9.2(1))							
D/C Ratio:	0.521 = 0.043 + sqrt[(0.477)^2 + (0.028)^2]			<	1.000	OK	
	= (Ned/NRd) + sqrt[(My,Ed/My,Rd)^2 + (Mz,Ed/Mz,Rd)^2]					(EC3 6.2.1(7), 6.2.9.2(1))	
AXIAL FORCE DESIGN							
	Ned	Nc,Rd	Nt,Rd				
	Force	Capacity	Capacity				
Axial	37.944	885.331	885.331				
	Npl,Rd	Nu,Rd	Ncr,T	Ncr,TF	An/Ag		
885.331	1046.558	273028.568	1320.603	1.000			
	Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb,Rd
Major (y-y)	c	0.490	1320.603	0.839	1.009	0.638	564.574
MajorB(y-y)	c	0.490	1320.603	0.839	1.009	0.638	564.574
Minor (z-z)	c	0.490	1320.603	0.839	1.009	0.638	564.574
MinorB(z-z)	c	0.490	1320.603	0.839	1.009	0.638	564.574
Torsional TF	c	0.490	1320.603	0.839	1.009	0.638	564.574
MOMENT DESIGN							
	Med	Med,span	Mm,Ed	Meq,Ed			
	Moment	Moment	Moment	Moment			
Major (y-y)	-27.984	-27.984	-27.984	-27.984			
Minor (z-z)	1.635	1.635	1.635	1.635			
	Mc,Rd	Mv,Rd	Mn,Rd	Mb,Rd			
	Capacity	Capacity	Capacity	Capacity			
Major (y-y)	58.679	58.679	58.679	58.679			
Minor (z-z)	58.679	58.679	58.679	58.679			
	Curve	AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	psi	Mcr
LTB	d	0.760	0.144	0.489	1.000	1.157	2955.210
	kyy	kyz	kzy	kzz			
Factors	0.900	0.900	0.720	0.900			
SHEAR DESIGN							
	Ved	Vc,Rd	Stress	Status	Ted		
	Force	Capacity	Ratio	Check	Torsion		
Major (z)	29.416	325.405	0.090	OK	1.421		
Minor (y)	0.468	325.405	0.001	OK	1.421		

	Vpl,Rd	Eta	LambdabarW
Reduction	325.405	1.000	0.000
CONNECTION SHEAR FORCES FOR BEAMS			
	VMajor	VMajor	
Left	Right		
Major (V2)	12.728	11.567	

Frame : 151X Mid: 615.485 Combo: ENVELOPE Design Type: Beam							
Length: 6.928	Y Mid: 361.430	Shape: Tubo 273 x 4	Frame Type: DCH-MRF				
Loc : 2.771	Z Mid: 6.500	Class: Class 3	Rolled : No				
Interaction=Method B MultiResponse=Envelopes P-Delta Done? No							
Ignore Seismic Code? No Ignore Special EQ Load? No D/P Plug Welded? Yes							
GammaM0=1.05	GammaM1=1.05	GammaM2=1.25					
q0=4.00	Omega=1.00	GammaRd=1.15					
An/Ag=1.00	RLLF=1.000	PLLF=0.750	D/C Lim=1.000				
Aeff=0.003	eNy=0.000	eNz=0.000					
A=0.003	Iyy=3.058E-05	iyy=0.095	Wel,yy=2.240E-04	Weff,yy=2.240E-04			
It=6.116E-05	Izz=3.058E-05	izz=0.095	Wel,zz=2.240E-04	Weff,zz=2.240E-04			
Iw=0.000	Iyz=0.000	h=0.273	Wpl,yy=2.895E-04	Av,y=0.002			
E=210000000.0	fy=275000.000	fu=430000.000	Wpl,zz=2.895E-04	Av,z=0.002			
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS							
Location	Ned	Med,yy	Med,zz	Ved,z	Ved,y	Ted	
2.771	63.441	-27.125	1.565	21.828	-0.034	0.035	
PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation EC3 6.2.1(7), 6.2.9.2(1))							
D/C Ratio: 0.535 = 0.072 + sqrt[(0.462)^2 + (0.027)^2] < 1.000 OK							
= (Ned/NRd) + sqrt[(My,Ed/My,Rd)^2 + (Mz,Ed/Mz,Rd)^2] (EC3 6.2.1(7), 6.2.9.2(1))							
AXIAL FORCE DESIGN							
	Ned	Nc,Rd	Nt,Rd				
	Force	Capacity	Capacity				
Axial	63.441	885.331	885.331				
	Npl,Rd	Nu,Rd	Ncr,T	Ncr,TF	An/Ag		
885.331	1046.558	273028.568	1320.603	1.000			
	Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb,Rd
Major (y-y)	c	0.490	1320.603	0.839	1.009	0.638	564.574
MajorB(y-y)	c	0.490	1320.603	0.839	1.009	0.638	564.574
Minor (z-z)	c	0.490	1320.603	0.839	1.009	0.638	564.574
MinorB(z-z)	c	0.490	1320.603	0.839	1.009	0.638	564.574
Torsional TF	c	0.490	1320.603	0.839	1.009	0.638	564.574
MOMENT DESIGN							
	Med	Med,span	Mm,Ed	Meq,Ed			
	Moment	Moment	Moment	Moment			
Major (y-y)	-27.125	-27.125	-27.125	-27.125			

Minor (z-z)	1.565	1.565	1.565	1.565		
	Mc,Rd	Mv,Rd	Mn,Rd	Mb,Rd		
	Capacity	Capacity	Capacity	Capacity		
Major (y-y)	58.679	58.679	58.679	58.679		
Minor (z-z)	58.679	58.679	58.679			
	Curve AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	psi	Mcr
LTB	d	0.760	0.144	0.489	1.000	1.159 2960.619
	kyy	kyz	kzy	kzz		
Factors	0.900	0.900	0.720	0.900		
SHEAR DESIGN						
	Ved	Vc,Rd	Stress	Status	Ted	
	Force	Capacity	Ratio	Check	Torsion	
Major (z)	21.828	325.405	0.067	OK	0.035	
Minor (y)	0.076	325.405	0.000	OK	0.035	
	Vpl,Rd	Eta	LambdaBarW			
Reduction	325.405	1.000	0.000			
CONNECTION SHEAR FORCES FOR BEAMS						
	VMajor	VMajor				
	Left	Right				
Major (V2)	11.768	11.772				

Frame : 152X Mid: 621.996 Combo: ENVELOPE Design Type: Beam						
Length: 7.246	Y Mid: 363.076	Shape: Tubo 273 x 4	Frame Type: DCH-MRF			
Loc : 4.348	Z Mid: 6.500	Class: Class 3	Rolled : No			
Interaction=Method B		MultiResponse=Envelopes		P-Delta Done? No		
Ignore Seismic Code? No		Ignore Special EQ Load? No		D/P Plug Welded? Yes		
GammaM0=1.05	GammaM1=1.05	GammaM2=1.25				
q0=4.00	Omega=1.00	GammaRd=1.15				
An/Ag=1.00	RLLF=1.000	PLLF=0.750	D/C Lim=1.000			
Aeff=0.003	eNy=0.000	eNz=0.000				
A=0.003	Iyy=3.058E-05	iyy=0.095	Wel,yy=2.240E-04	Weff,yy=2.240E-04		
It=6.116E-05	Izz=3.058E-05	izz=0.095	Wel,zz=2.240E-04	Weff,zz=2.240E-04		
Iw=0.000	Iyz=0.000	h=0.273	Wpl,yy=2.895E-04	Av,y=0.002		
E=210000000.0	fy=275000.000	fu=430000.000	Wpl,zz=2.895E-04	Av,z=0.002		
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS						
Location	Ned	Med,yy	Med,zz	Ved,z	Ved,y	Ted
4.348	50.607	-31.208	1.730	25.566	-0.115	2.438
PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation EC3 6.2.1(7), 6.2.9.2(1))						
D/C Ratio:	0.590 = 0.057 + sqrt[(0.532)^2 + (0.029)^2] <			1.000	OK	
	= (Ned/NRd) + sqrt[(My,Ed/My,Rd)^2 + (Mz,Ed/Mz,Rd)^2]					(EC3 6.2.1(7), 6.2.9.2(1))

AXIAL FORCE DESIGN							
	Ned	Nc,Rd	Nt,Rd				
	Force	Capacity	Capacity				
Axial	50.607	885.331	885.331				
	Npl,Rd	Nu,Rd	Ncr,T	Ncr,TF	An/Ag		
885.331	1046.558	273028.568	1207.144	1.000			
	Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb,Rd
Major (y-y)	c	0.490	1207.144	0.878	1.051	0.614	543.320
MajorB(y-y)	c	0.490	1207.144	0.878	1.051	0.614	543.320
Minor (z-z)	c	0.490	1207.144	0.878	1.051	0.614	543.320
MinorB(z-z)	c	0.490	1207.144	0.878	1.051	0.614	543.320
Torsional TF	c	0.490	1207.144	0.878	1.051	0.614	543.320
MOMENT DESIGN							
	Med	Med,span	Mm,Ed	Meq,Ed			
	Moment	Moment	Moment	Moment			
Major (y-y)	-31.208	-31.208	-31.208	-31.208			
Minor (z-z)	1.730	1.730	1.730	1.730			
	Mc,Rd	Mv,Rd	Mn,Rd	Mb,Rd			
	Capacity	Capacity	Capacity	Capacity			
Major (y-y)	58.679	58.679	58.679	58.679			
Minor (z-z)	58.679	58.679	58.679	58.679			
	Curve	AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	psi	Mcr
LTB	d	0.760	0.148	0.491	1.000	1.157	2824.892
	kyy	kyy	kzy	kzy	kzz		
Factors	0.900	0.900	0.720	0.900			
SHEAR DESIGN							
	Ved	Vc,Rd	Stress	Status	Ted		
	Force	Capacity	Ratio	Check	Torsion		
Major (z)	25.566	325.405	0.079	OK	2.438		
Minor (y)	0.422	325.405	0.001	OK	2.438		
	Vpl,Rd	Eta	LambdaBarW				
Reduction	325.405	1.000	0.000				
CONNECTION SHEAR FORCES FOR BEAMS							
	VMajor	VMajor					
	Left	Right					
Major (V2)	12.814	13.264					

Frame : 153X	Mid: 628.114	Combo: ENVELOPE	Design Type: Beam
Length: 7.246	Y Mid: 366.959	Shape: Tubo 273 x 4	Frame Type: DCH-MRF
Loc : 4.348	Z Mid: 6.500	Class: Class 3	Rolled : No
Interaction=Method B		MultiResponse=Envelopes	P-Delta Done? No
Ignore Seismic Code? No		Ignore Special EQ Load? No	D/P Plug Welded? Yes

GammaM0=1.05	GammaM1=1.05	GammaM2=1.25					
q0=4.00	Omega=1.00	GammaRd=1.15					
An/Ag=1.00	RLLF=1.000	PLLF=0.750	D/C Lim=1.000				
Aeff=0.003	eNy=0.000	eNz=0.000					
A=0.003	Iyy=3.058E-05	iyy=0.095	Wel,yy=2.240E-04	Weff,yy=2.240E-04			
It=6.116E-05	Izz=3.058E-05	izz=0.095	Wel,zz=2.240E-04	Weff,zz=2.240E-04			
Iw=0.000	Iyz=0.000	h=0.273	Wpl,yy=2.895E-04	Av,y=0.002			
E=210000000.0	fy=275000.000	fu=430000.000	Wpl,zz=2.895E-04	Av,z=0.002			
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS							
Location	Ned	Med,yy	Med,zz	Ved,z	Ved,y	Ted	
4.348	47.669	-32.000	1.763	25.520	-0.135	2.712	
PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation EC3 6.2.1(7), 6.2.9.2(1))							
D/C Ratio:	0.600	= 0.054 + sqrt[(0.545)^2 + (0.030)^2]	<	1.000	OK		
		= (Ned/NRd) + sqrt[(My,Ed/My,Rd)^2 + (Mz,Ed/Mz,Rd)^2]			(EC3 6.2.1(7),		
					6.2.9.2(1))		
AXIAL FORCE DESIGN							
	Ned	Nc,Rd	Nt,Rd				
Force	Capacity	Capacity					
Axial	47.669	885.331	885.331				
	Npl,Rd	Nu,Rd	Ncr,T	Ncr,TF	An/Ag		
885.331	1046.558	273028.568	1207.144	1.000			
	Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb,Rd
Major (y-y)	c	0.490	1207.144	0.878	1.051	0.614	543.320
MajorB(y-y)	c	0.490	1207.144	0.878	1.051	0.614	543.320
Minor (z-z)	c	0.490	1207.144	0.878	1.051	0.614	543.320
MinorB(z-z)	c	0.490	1207.144	0.878	1.051	0.614	543.320
Torsional TF	c	0.490	1207.144	0.878	1.051	0.614	543.320
MOMENT DESIGN							
	Med	Med,span	Mm,Ed	Meq,Ed			
	Moment	Moment	Moment	Moment			
Major (y-y)	-32.000	-32.000	-32.000	-32.000			
Minor (z-z)	1.763	1.763	1.763	1.763			
	Mc,Rd	Mv,Rd	Mn,Rd	Mb,Rd			
	Capacity	Capacity	Capacity	Capacity			
Major (y-y)	58.679	58.679	58.679	58.679			
Minor (z-z)	58.679	58.679	58.679	58.679			
	Curve	AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	psi	Mcr
LTB	d	0.760	0.148	0.491	1.000	1.155	2820.570
	kyy	kyz	kzy	kzz			
Factors	0.900	0.900	0.720	0.900			
SHEAR DESIGN							
	Ved	Vc,Rd	Stress	Status	Ted		

	Force	Capacity	Ratio	Check	Torsion
Major (z)	25.520	325.405	0.078	OK	2.712
Minor (y)	0.475	325.405	0.001	OK	2.712
	Vpl,Rd	Eta	LambdaBarW		
Reduction	325.405	1.000	0.000		
CONNECTION SHEAR FORCES FOR BEAMS					
	VMajor	VMajor			
Left	Right				
Major (V2)	12.490	14.097			

Frame : 154X Mid: 630.359 Combo: ENVELOPE Design Type: Beam							
Length: 6.570	Y Mid: 372.082	Shape: Tubo 273 x 4	Frame Type: DCH-MRF				
Loc : 2.628	Z Mid: 6.500	Class: Class 3	Rolled : No				
Interaction=Method B MultiResponse=Envelopes P-Delta Done? No							
Ignore Seismic Code? No Ignore Special EQ Load? No D/P Plug Welded? Yes							
GammaM0=1.05 GammaM1=1.05 GammaM2=1.25							
q0=4.00 Omega=1.00 GammaRd=1.15							
An/Ag=1.00 RLLF=1.000 PLLF=0.750 D/C Lim=1.000							
Aeff=0.003 eNy=0.000 eNz=0.000							
A=0.003 Iyy=3.058E-05 iyy=0.095 Wel,yy=2.240E-04 Weff,yy=2.240E-04							
It=6.116E-05 Izz=3.058E-05 izz=0.095 Wel,zz=2.240E-04 Weff,zz=2.240E-04							
Iw=0.000 Iyz=0.000 h=0.273 Wpl,yy=2.895E-04 Av,y=0.002							
E=210000000.0 fy=275000.000 fu=430000.000 Wpl,zz=2.895E-04 Av,z=0.002							
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS							
Location	Ned	Med,yy	Med,zz	Ved,z	Ved,y	Ted	
2.628	58.419	-24.545	1.439	30.129	-0.441	1.540	
PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation EC3 6.2.1(7), 6.2.9.2(1))							
D/C Ratio: 0.485 = 0.066 + sqrt[(0.418)^2 + (0.025)^2] < 1.000 OK							
= (Ned/NRd) + sqrt[(My,Ed/My,Rd)^2 + (Mz,Ed/Mz,Rd)^2] (EC3 6.2.1(7), 6.2.9.2(1))							
AXIAL FORCE DESIGN							
	Ned	Nc,Rd	Nt,Rd				
	Force	Capacity	Capacity				
Axial	58.419	885.331	885.331				
	Npl,Rd	Nu,Rd	Ncr,T	Ncr,TF	An/Ag		
	885.331	1046.558	273028.568	1468.430	1.000		
	Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb,Rd
Major (y-y)	c	0.490	1468.430	0.796	0.962	0.665	588.646
MajorB(y-y)	c	0.490	1468.430	0.796	0.962	0.665	588.646
Minor (z-z)	c	0.490	1468.430	0.796	0.962	0.665	588.646
MinorB(z-z)	c	0.490	1468.430	0.796	0.962	0.665	588.646
Torsional TF	c	0.490	1468.430	0.796	0.962	0.665	588.646

MOMENT DESIGN							
	Med	Med, span	Mm, Ed	Meq, Ed			
	Moment	Moment	Moment	Moment			
Major (y-y)	-24.545	-24.545	-24.545	-24.545			
Minor (z-z)	1.439	1.442	1.439	1.442			
	Mc, Rd	Mv, Rd	Mn, Rd	Mb, Rd			
	Capacity	Capacity	Capacity	Capacity			
Major (y-y)	58.679	58.679	58.679	58.679			
Minor (z-z)	58.679	58.679	58.679	58.679			
	Curve AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	psi	Mcr	
LTB	d	0.760	0.141	0.487	1.000	1.158	3119.080
	kyy	kyz	kzy	kzz			
Factors	0.900	0.900	0.720	0.900			
SHEAR DESIGN							
	Ved	Vc, Rd	Stress	Status	Ted		
	Force	Capacity	Ratio	Check	Torsion		
Major (z)	30.129	325.405	0.093	OK	1.540		
Minor (y)	0.441	325.405	0.001	OK	1.540		
	Vpl, Rd	Eta	LambdaBarW				
Reduction	325.405	1.000	0.000				
CONNECTION SHEAR FORCES FOR BEAMS							
	VMajor	VMajor					
	Left	Right					
Major (V2)	11.701	10.846					

Frame : 155X Mid: 628.730 Combo: ENVELOPE Design Type: Beam							
Length: 6.570	Y Mid: 378.447	Shape: Tubo 273 x 4	Frame Type: DCH-MRF				
Loc : 2.628	Z Mid: 6.500	Class: Class 3	Rolled : No				
Interaction=Method B		MultiResponse=Envelopes		P-Delta Done? No			
Ignore Seismic Code? No		Ignore Special EQ Load? No		D/P Plug Welded? Yes			
GammaM0=1.05	GammaM1=1.05	GammaM2=1.25					
q0=4.00	Omega=1.00	GammaRd=1.15					
An/Ag=1.00	RLLF=1.000	PLLF=0.750	D/C Lim=1.000				
Aeff=0.003	eNy=0.000	eNz=0.000					
A=0.003	Iyy=3.058E-05	iyy=0.095	Wel, yy=2.240E-04	Weff, yy=2.240E-04			
It=6.116E-05	Izz=3.058E-05	izz=0.095	Wel, zz=2.240E-04	Weff, zz=2.240E-04			
Iw=0.000	Iyz=0.000	h=0.273	Wpl, yy=2.895E-04	Av, y=0.002			
E=210000000.0	fy=275000.000	fu=430000.000	Wpl, zz=2.895E-04	Av, z=0.002			
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS							
Location	Ned	Med, yy	Med, zz	Ved, z	Ved, y	Ted	
2.628	-39.062	-23.775	1.609	23.005	-0.010	-0.165	

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation EC3 6.2.1(7), 6.2.9.2(1))								
D/C Ratio: 0.450 = 0.044 + sqrt[(0.405)^2 + (0.027)^2] < 1.000 OK								
= (Ned/NRd) + sqrt[(My,Ed/My,Rd)^2 + (Mz,Ed/Mz,Rd)^2] (EC3 6.2.1(7), 6.2.9.2(1))								
AXIAL FORCE DESIGN								
		Ned	Nc,Rd	Nt,Rd				
Force	Capacity	Capacity						
Axial		-39.062	885.331	885.331				
		Npl,Rd	Nu,Rd	Ncr,T	Ncr,TF	An/Ag		
885.331	1046.558	273028.568	1468.430	1.000				
		Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb,Rd
Major (y-y)	c	0.490	1468.430	0.796	0.962	0.665	588.646	
MajorB(y-y)	c	0.490	1468.430	0.796	0.962	0.665	588.646	
Minor (z-z)	c	0.490	1468.430	0.796	0.962	0.665	588.646	
MinorB(z-z)	c	0.490	1468.430	0.796	0.962	0.665	588.646	
Torsional TF	c	0.490	1468.430	0.796	0.962	0.665	588.646	
MOMENT DESIGN								
		Med	Med,span	Mm,Ed	Meq,Ed			
		Moment	Moment	Moment	Moment			
Major (y-y)		-23.775	-23.775	-23.775	-23.775			
Minor (z-z)		1.609	1.609	1.609	1.609			
		Mc,Rd	Mv,Rd	Mn,Rd	Mb,Rd			
		Capacity	Capacity	Capacity	Capacity			
Major (y-y)		58.679	58.679	58.679	58.679			
Minor (z-z)		58.679	58.679	58.679				
		Curve	AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	psi	Mcr
LTB	d	0.760		0.140	0.487	1.000	1.163	3133.211
		kyy	kyz	kzy	kzz			
Factors		0.929	0.929	0.743	0.929			
SHEAR DESIGN								
		Ved	Vc,Rd	Stress	Status	Ted		
		Force	Capacity	Ratio	Check	Torsion		
Major (z)		23.005	325.405	0.071	OK	0.534		
Minor (y)		0.026	325.405	8.048E-05	OK	0.534		
		Vpl,Rd	Eta	LambdaBarW				
Reduction		325.405	1.000	0.000				
CONNECTION SHEAR FORCES FOR BEAMS								
VMajor	VMajor							
		Left	Right					
Major (V2)		10.790	10.611					

Frame : 156X Mid: 627.101 Combo: ENVELOPE Design Type: Beam							
Length: 6.570	Y Mid: 384.812	Shape: Tubo 273 x 4	Frame Type: DCH-MRF				
Loc : 6.570	Z Mid: 6.500	Class: Class 3	Rolled : No				
Interaction=Method B		MultiResponse=Envelopes		P-Delta Done? No			
Ignore Seismic Code? No		Ignore Special EQ Load? No		D/P Plug Welded? Yes			
GammaM0=1.05	GammaM1=1.05	GammaM2=1.25					
q0=4.00	Omega=1.00	GammaRd=1.15					
An/Ag=1.00	RLLF=1.000	PLLF=0.750	D/C Lim=1.000				
Aeff=0.003	eNy=0.000	eNz=0.000					
A=0.003	Iyy=3.058E-05	iyy=0.095	Wel,yy=2.240E-04	Weff,yy=2.240E-04			
It=6.116E-05	Izz=3.058E-05	izz=0.095	Wel,zz=2.240E-04	Weff,zz=2.240E-04			
Iw=0.000	Iyz=0.000	h=0.273	Wpl,yy=2.895E-04	Av,y=0.002			
E=210000000.0	fy=275000.000	fu=430000.000	Wpl,zz=2.895E-04	Av,z=0.002			
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS							
Location	Ned	Med,yy	Med,zz	Ved,z	Ved,y	Ted	
6.570	-51.229	0.000	0.000	30.792	-0.123	-2.219	
PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation NTC Eq C4.2.37)							
D/C Ratio:	0.484 = 0.087 + sqrt[(0.396)^2 + (0.021)^2] <			1.000	OK		
= NED/(Chi_y NRk/GammaM1) + sqrt[(kyy (My,Ed+NEd eNy)/(Chi_LT							
My,Rk/GammaM1))^2							
+ (kyz (Mz,Ed+NEd eNz)/(Mz,Rk/GammaM1))^2] (NTC Eq C4.2.37)							
AXIAL FORCE DESIGN							
	Ned	Nc,Rd	Nt,Rd				
	Force	Capacity	Capacity				
Axial	-51.229	885.331	885.331				
	Npl,Rd	Nu,Rd	Ncr,T	Ncr,TF	An/Ag		
885.331	1046.558	273028.568	1468.430	1.000			
	Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb,Rd
Major (y-y)	c	0.490	1468.430	0.796	0.962	0.665	588.646
MajorB(y-y)	c	0.490	1468.430	0.796	0.962	0.665	588.646
Minor (z-z)	c	0.490	1468.430	0.796	0.962	0.665	588.646
MinorB(z-z)	c	0.490	1468.430	0.796	0.962	0.665	588.646
Torsional TF	c	0.490	1468.430	0.796	0.962	0.665	588.646
MOMENT DESIGN							
	Med	Med,span	Mm,Ed	Meq,Ed			
	Moment	Moment	Moment	Moment			
Major (y-y)	0.000	-24.788	0.000	18.591			
Minor (z-z)	0.000	1.345	0.000	1.009			
	Mc,Rd	Mv,Rd	Mn,Rd	Mb,Rd			
	Capacity	Capacity	Capacity	Capacity			
Major (y-y)	58.679	58.679	58.679	58.679			
Minor (z-z)	58.679	58.679	58.679	58.679			
	Curve	AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	psi	Mcr

LTB	d	0.760	0.140	0.487	1.000	1.160	3124.945
		kyy	kyz	kzy	kzz		
Factors		0.937	0.937	0.750	0.937		
SHEAR DESIGN							
		Ved	Vc,Rd	Stress	Status	Ted	
		Force	Capacity	Ratio	Check	Torsion	
Major (z)		30.792	325.405	0.095	OK	4.185	
Minor (y)		0.524	325.405	0.002	OK	4.185	
		Vpl,Rd	Eta	LambdabarW			
Reduction		325.405	1.000	0.000			
CONNECTION SHEAR FORCES FOR BEAMS							
		VMajor	VMajor				
		Left	Right				
Major (V2)		11.300	11.491				

Frame : 157	X Mid: 623.266	Combo: ENVELOPE	Design Type: Beam
Length: 7.616	Y Mid: 390.314	Shape: Tubo 273 x 4	Frame Type: DCH-MRF
Loc : 3.046	Z Mid: 6.500	Class: Class 3	Rolled : No
Interaction=Method B			
MultiResponse=Envelopes		P-Delta Done? No	
Ignore Seismic Code? No		Ignore Special EQ Load? No	
D/P Plug Welded? Yes			
GammaM0=1.05	GammaM1=1.05	GammaM2=1.25	
q0=4.00	Omega=1.00	GammaRd=1.15	
An/Ag=1.00	RLLF=1.000	PLLF=0.750	D/C Lim=1.000
Aeff=0.003	eNy=0.000	eNz=0.000	
A=0.003	Iyy=3.058E-05	iyy=0.095	Wel,yy=2.240E-04
It=6.116E-05	Izz=3.058E-05	izz=0.095	Wel,zz=2.240E-04
Iw=0.000	Iyz=0.000	h=0.273	Wpl,yy=2.895E-04
E=210000000.0	fy=275000.000	fu=430000.000	Wpl,zz=2.895E-04
Av,y=0.002	Av,z=0.002		
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS			
Location	Ned	Med,yy	Med,zz
3.046	-26.192	-32.815	2.075
	Ved,z	Ved,y	Ted
	20.084	-0.011	-0.468
PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation EC3 6.2.1(7), 6.2.9.2(1))			
D/C Ratio:	0.590 = 0.030 + sqrt[(0.559)^2 + (0.035)^2] <		1.000
	= (Ned/NRd) + sqrt[(My,Ed/My,Rd)^2 + (Mz,Ed/Mz,Rd)^2]		OK
	(EC3 6.2.1(7), 6.2.9.2(1))		
AXIAL FORCE DESIGN			
	Ned	Nc,Rd	Nt,Rd
	Force	Capacity	Capacity
Axial	-26.192	885.331	885.331
	Npl,Rd	Nu,Rd	Ncr,T
885.331	1046.558	273028.568	1092.877
	Ncr,TF	An/Ag	1.000

	Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb,Rd
Major (y-y)	c	0.490	1092.877	0.922	1.102	0.586	518.985
MajorB(y-y)	c	0.490	1092.877	0.922	1.102	0.586	518.985
Minor (z-z)	c	0.490	1092.877	0.922	1.102	0.586	518.985
MinorB(z-z)	c	0.490	1092.877	0.922	1.102	0.586	518.985
Torsional TF	c	0.490	1092.877	0.922	1.102	0.586	518.985
MOMENT DESIGN							
		Med	Med, span	Mm,Ed	Meq,Ed		
		Moment	Moment	Moment	Moment		
Major (y-y)		-32.815	-32.815	-32.815	-32.815		
Minor (z-z)		2.075	2.075	2.075	2.075		
		Mc,Rd	Mv,Rd	Mn,Rd	Mb,Rd		
		Capacity	Capacity	Capacity	Capacity		
Major (y-y)		58.679	58.679	58.679	58.679		
Minor (z-z)		58.679	58.679	58.679			
	Curve	AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	psi	Mcr
LTB	d	0.760	0.152	0.493	1.000	1.155	2683.696
		kyy	kyz	kzy	kzz		
Factors		0.925	0.925	0.740	0.925		
SHEAR DESIGN							
		Ved	Vc,Rd	Stress	Status	Ted	
		Force	Capacity	Ratio	Check	Torsion	
Major (z)		20.084	325.405	0.062	OK	0.055	
Minor (y)		0.045	325.405	0.000	OK	0.055	
		Vp1,Rd	Eta	LambdabarW			
Reduction		325.405	1.000	0.000			
CONNECTION SHEAR FORCES FOR BEAMS							
		VMajor	VMajor				
Left	Right						
Major (V2)		13.652	12.337				

14.6.3 Orditura secondaria

Frame : 207X	Mid: 610.135	Combo: ENVELOPE	Design Type: Brace
Length: 6.788	Y Mid: 387.228	Shape: Tubo 273 x 4	Frame Type: DCH-MRF
Loc : 4.073	Z Mid: 6.245	Class: Class 3	Rolled : No
Interaction=Method B		MultiResponse=Envelopes	P-Delta Done? No
Ignore Seismic Code? No		Ignore Special EQ Load? No	D/P Plug Welded? Yes
GammaM0=1.05	GammaM1=1.05	GammaM2=1.25	
q0=4.00	Omega=1.00	GammaRd=1.15	
An/Ag=1.00	RLLF=1.000	PLLF=0.750	D/C Lim=1.000
Aeff=0.003	eNy=0.000	eNz=0.000	

A=0.003	Iyy=3.058E-05	iy=0.095	Wel,yy=2.240E-04	Weff,yy=2.240E-04			
It=6.116E-05	Izz=3.058E-05	izz=0.095	Wel,zz=2.240E-04	Weff,zz=2.240E-04			
Iw=0.000	Iyz=0.000	h=0.273	Wpl,yy=2.895E-04	Av,y=0.002			
E=210000000.0	fy=275000.000	fu=430000.000	Wpl,zz=2.895E-04	Av,z=0.002			
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS							
Location	Ned	Med,yy	Med,zz	Ved,z	Ved,y	Ted	
4.073	-29.219	-22.076	-1.180	-6.600	-0.340	-6.874	
PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation EC3 6.2.1(7), 6.2.9.2(1))							
D/C Ratio:	0.410 = 0.033 + sqrt[(0.376)^2 + (0.020)^2]			<	1.000	OK	
	= (Ned/NRd) + sqrt[(My,Ed/My,Rd)^2 + (Mz,Ed/Mz,Rd)^2]					(EC3 6.2.1(7), 6.2.9.2(1))	
AXIAL FORCE DESIGN							
	Ned	Nc,Rd	Nt,Rd				
	Force	Capacity	Capacity				
Axial	-29.219	885.331	885.331				
	Npl,Rd	Nu,Rd	Ncr,T	Ncr,TF	An/Ag		
885.331	1046.558	273028.568	1375.524	1.000			
	Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb,Rd
Major (y-y)	c	0.490	1375.524	0.822	0.990	0.648	573.957
MajorB(y-y)	c	0.490	1375.524	0.822	0.990	0.648	573.957
Minor (z-z)	c	0.490	1375.524	0.822	0.990	0.648	573.957
MinorB(z-z)	c	0.490	1375.524	0.822	0.990	0.648	573.957
Torsional TF	c	0.490	1375.524	0.822	0.990	0.648	573.957
MOMENT DESIGN							
	Med	Med,span	Mm,Ed	Meq,Ed			
	Moment	Moment	Moment	Moment			
Major (y-y)	-22.076	-22.076	-22.076	-22.076			
Minor (z-z)	-1.180	-1.180	-1.180	-1.180			
	Mc,Rd	Mv,Rd	Mn,Rd	Mb,Rd			
	Capacity	Capacity	Capacity	Capacity			
Major (y-y)	58.679	58.679	58.679	58.679			
Minor (z-z)	58.679	58.679	58.679				
	Curve	AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	psi	Mcr
LTB	d	0.760	0.142	0.488	1.000	1.165	3036.901
	kyy	kyz	kzy	kzz			
Factors	0.923	0.923	0.738	0.923			
SHEAR DESIGN							
	Ved	Vc,Rd	Stress	Status	Ted		
	Force	Capacity	Ratio	Check	Torsion		
Major (z)	6.600	325.405	0.020	OK	5.103		
Minor (y)	0.340	325.405	0.001	OK	5.103		
	Vpl,Rd	Eta	LambdaBarW				
Reduction	325.405	1.000	0.000				

Frame : 213X Mid: 619.368 Combo: ENVELOPE Design Type: Beam							
Length: 8.250	Y Mid: 389.362	Shape: Tubo 273 x 4	Frame Type: DCH-MRF				
Loc : 0.000	Z Mid: 6.264	Class: Class 3	Rolled : No				
Interaction=Method B MultiResponse=Envelopes P-Delta Done? No							
Ignore Seismic Code? No Ignore Special EQ Load? No D/P Plug Welded? Yes							
GammaM0=1.05 GammaM1=1.05 GammaM2=1.25							
q0=4.00 Omega=1.00 GammaRd=1.15							
An/Ag=1.00 RLLF=1.000 PLLF=0.750 D/C Lim=1.000							
Aeff=0.003 eNy=0.000 eNz=0.000							
A=0.003	Iyy=3.058E-05	iy=0.095	Wel,yy=2.240E-04	Weff,yy=2.240E-04			
It=6.116E-05	Izz=3.058E-05	izz=0.095	Wel,zz=2.240E-04	Weff,zz=2.240E-04			
Iw=0.000	Iyz=0.000	h=0.273	Wpl,yy=2.895E-04	Av,y=0.002			
E=210000000.0	fy=275000.000	fu=430000.000	Wpl,zz=2.895E-04	Av,z=0.002			
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS							
Location	Ned	Med,yy	Med,zz	Ved,z	Ved,y	Ted	
0.000	-158.936	0.000	0.000	27.266	-0.738	-0.676	
PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation NTC Eq C4.2.37)							
D/C Ratio: 0.793 = 0.332 + sqrt[(0.460)^2 + (0.037)^2] < 1.000 OK							
= NEd/(Chi_y NRK/GammaM1) + sqrt[(kyy (My,Ed+NEd eNy)/(Chi_LT							
My,Rk/GammaM1))^2 + (kyz (Mz,Ed+NEd eNz)/(Mz,Rk/GammaM1))^2] (NTC Eq C4.2.37)							
AXIAL FORCE DESIGN							
	Ned	Nc,Rd	Nt,Rd				
	Force	Capacity	Capacity				
Axial	-158.936	885.331	885.331				
	Npl,Rd	Nu,Rd	Ncr,T	Ncr,TF	An/Ag		
885.331	1046.558	273028.568	931.308	1.000			
	Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb,Rd
Major (y-y)	c	0.490	931.308	0.999	1.195	0.540	478.497
MajorB(y-y)	c	0.490	931.308	0.999	1.195	0.540	478.497
Minor (z-z)	c	0.490	931.308	0.999	1.195	0.540	478.497
MinorB(z-z)	c	0.490	931.308	0.999	1.195	0.540	478.497
Torsional TF	c	0.490	931.308	0.999	1.195	0.540	478.497
MOMENT DESIGN							
	Med	Med,span	Mm,Ed	Meq,Ed			
	Moment	Moment	Moment	Moment			
Major (y-y)	0.000	-24.999	0.000	18.749			
Minor (z-z)	0.000	2.010	0.000	1.508			
	Mc,Rd	Mv,Rd	Mn,Rd	Mb,Rd			
	Capacity	Capacity	Capacity	Capacity			
Major (y-y)	58.679	58.679	58.679	58.679			
Minor (z-z)	58.679	58.679	58.679	58.679			

	Curve	AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	psi	McR
LTB	d	0.760	0.157	0.496	1.000	1.162	2492.429
		kyy	kyz	kzy	kzz		
Factors		1.079	1.079	0.863	1.079		
SHEAR DESIGN							
		Ved	Vc,Rd	Stress	Status	Ted	
		Force	Capacity	Ratio	Check	Torsion	
Major (z)		27.266	325.405	0.084	OK	3.756	
Minor (y)		0.738	325.405	0.002	OK	3.756	
		Vpl,Rd	Eta	LambdaBarW			
Reduction		325.405	1.000	0.000			
CONNECTION SHEAR FORCES FOR BEAMS							
		VMajor	VMajor				
Left	Right						
Major (V2)		8.887	8.509				

Frame : 198X	Mid: 624.424	Combo: ENVELOPE	Design Type: Beam				
Length: 6.577	Y Mid: 380.304	Shape: Tubo 273 x 4	Frame Type: DCH-MRF				
Loc : 3.946	Z Mid: 6.245	Class: Class 3	Rolled : No				
Interaction=Method B		MultiResponse=Envelopes			P-Delta Done? No		
Ignore Seismic Code? No		Ignore Special EQ Load? No			D/P Plug Welded? Yes		
GammaM0=1.05	GammaM1=1.05	GammaM2=1.25					
q0=4.00	Omega=1.00	GammaRd=1.15					
An/Ag=1.00	RLLF=1.000	PLLF=0.750	D/C Lim=1.000				
Aeff=0.003	eNy=0.000	eNz=0.000					
A=0.003	Iyy=3.058E-05	iy=0.095	Wpl,yy=2.240E-04	Weff,yy=2.240E-04			
It=6.116E-05	Izz=3.058E-05	izz=0.095	Wpl,zz=2.240E-04	Weff,zz=2.240E-04			
Iw=0.000	Iyz=0.000	h=0.273	Wpl,yy=2.895E-04	Av,y=0.002			
E=210000000.0	fy=275000.000	fu=430000.000	Wpl,zz=2.895E-04	Av,z=0.002			
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS							
Location	Ned	Med,yy	Med,zz	Ved,z	Ved,y	Ted	
3.946	-16.797	-17.965	1.317	23.549	-0.022	-1.383	
FMM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation EC3 6.2.1(7), 6.2.9.2(1))							
D/C Ratio:	0.326 = 0.019 + sqrt[(0.306)^2 + (0.022)^2]			1.000	OK		
	= (Ned/NRd) + sqrt[(My,Ed/My,Rd)^2 + (Mz,Ed/Mz,Rd)^2]			(EC3 6.2.1(7), 6.2.9.2(1))			
AXIAL FORCE DESIGN							
	Ned	Nc,Rd	Nt,Rd				
	Force	Capacity	Capacity				
Axial	-16.797	885.331	885.331				

		Npl,Rd	Nu,Rd	Ncr,T	Ncr,TF	An/Ag	
885.331	1046.558	273028.568	1465.232	1.000			
	Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb,Rd
Major (y-y)	c	0.490	1465.232	0.797	0.963	0.664	588.164
MajorB(y-y)	c	0.490	1465.232	0.797	0.963	0.664	588.164
Minor (z-z)	c	0.490	1465.232	0.797	0.963	0.664	588.164
MinorB(z-z)	c	0.490	1465.232	0.797	0.963	0.664	588.164
Torsional TF	c	0.490	1465.232	0.797	0.963	0.664	588.164
MOMENT DESIGN							
		Med	Med,span	Mm,Ed	Meq,Ed		
		Moment	Moment	Moment	Moment		
Major (y-y)		-17.965	-17.965	-17.965	-17.965		
Minor (z-z)		1.317	1.317	1.317	1.317		
		Mc,Rd	Mv,Rd	Mn,Rd	Mb,Rd		
		Capacity	Capacity	Capacity	Capacity		
Major (y-y)		58.679	58.679	58.679	58.679		
Minor (z-z)		58.679	58.679	58.679	58.679		
	Curve	AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	psi	Mcr
LTB	d	0.760	0.140	0.487	1.000	1.172	3152.271
		kyy	kyz	kzy	kzz		
Factors		0.912	0.912	0.730	0.912		
SHEAR DESIGN							
		Ved	Vc,Rd	Stress	Status	Ted	
		Force	Capacity	Ratio	Check	Torsion	
Major (z)		23.549	325.405	0.072	OK	3.605	
Minor (y)		0.022	325.405	6.749E-05	OK	3.605	
		Vpl,Rd	Eta	LambdabarW			
Reduction		325.405	1.000	0.000			
CONNECTION SHEAR FORCES FOR BEAMS							
		VMajor	VMajor				
Left	Right						
Major (V2)		7.644	7.773				

Frame : 193X	Mid: 624.107	Combo: ENVELOPE	Design Type: Beam
Length: 7.246	Y Mid: 369.152	Shape: Tubo 273 x 4	Frame Type: DCH-MRF
Loc : 5.797	Z Mid: 6.250	Class: Class 3	Rolled : No
Interaction=Method B			
MultiResponse=Envelopes		P-Delta Done? No	
Ignore Seismic Code? No		Ignore Special EQ Load? No	
D/P Plug Welded? Yes			
GammaM0=1.05	GammaM1=1.05	GammaM2=1.25	
q0=4.00	Omega=1.00	GammaRd=1.15	
An/Ag=1.00	RLLF=1.000	PLLF=0.750	D/C Lim=1.000
Aeff=0.003	eNy=0.000	eNz=0.000	
A=0.003	Iyy=3.058E-05	iyy=0.095	Wel,yy=2.240E-04
			Weff,yy=2.240E-04

It=6.116E-05	Izz=3.058E-05	izz=0.095	Wel,zz=2.240E-04	Weff,zz=2.240E-04			
Iw=0.000	Iyz=0.000	h=0.273	Wpl,yy=2.895E-04	Av,y=0.002			
E=210000000.0	fy=275000.000	fu=430000.000	Wpl,zz=2.895E-04	Av,z=0.002			
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS							
Location	Ned	Med,yy	Med,zz	Ved,z	Ved,y	Ted	
5.797	-157.344	-13.450	0.906	25.283	-0.123	-5.635	
PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation NTC Eq C4.2.37)							
D/C Ratio:	0.694 = 0.290 + sqrt[(0.403)^2 + (0.027)^2]			<	1.000	OK	
= NEd/(Chi_y NRK/GammaM1) + sqrt[(kyy (My,Ed+NEd eNy)/(Chi_LT							
My,Rk/GammaM1))^2							
+ (kyz (Mz,Ed+NEd eNz)/(Mz,Rk/GammaM1))^2] (NTC Eq C4.2.37)							
AXIAL FORCE DESIGN							
	Ned	Nc,Rd	Nt,Rd				
	Force	Capacity	Capacity				
Axial	-157.344	885.331	885.331				
	Npl,Rd	Nu,Rd	Ncr,T	Ncr,TF	An/Ag		
885.331	1046.558	273028.568	1207.144	1.000			
	Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb,Rd
Major (y-y)	c	0.490	1207.144	0.878	1.051	0.614	543.320
MajorB(y-y)	c	0.490	1207.144	0.878	1.051	0.614	543.320
Minor (z-z)	c	0.490	1207.144	0.878	1.051	0.614	543.320
MinorB(z-z)	c	0.490	1207.144	0.878	1.051	0.614	543.320
Torsional TF	c	0.490	1207.144	0.878	1.051	0.614	543.320
MOMENT DESIGN							
	Med	Med,span	Mm,Ed	Meq,Ed			
	Moment	Moment	Moment	Moment			
Major (y-y)	-13.450	-22.807	-13.450	-17.486			
Minor (z-z)	0.906	1.522	0.906	1.177			
	Mc,Rd	Mv,Rd	Mn,Rd	Mb,Rd			
	Capacity	Capacity	Capacity	Capacity			
Major (y-y)	58.679	58.679	58.679	58.679			
Minor (z-z)	58.679	58.679	58.679				
	Curve	AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	psi	Mcr
LTB	d	0.760	0.147	0.491	1.000	1.166	2846.243
	kyy	kyz	kzy	kzz			
Factors	1.037	1.037	0.830	1.037			
SHEAR DESIGN							
	Ved	Vc,Rd	Stress	Status	Ted		
	Force	Capacity	Ratio	Check	Torsion		
Major (z)	25.283	325.405	0.078	OK	1.617		
Minor (y)	0.420	325.405	0.001	OK	1.617		
	Vpl,Rd	Eta	LambdabarW				
Reduction	325.405	1.000	0.000				

CONNECTION SHEAR FORCES FOR BEAMS		
	VMajor	VMajor
	Left	Right
Major (V2)	8.987	9.174

Frame : 191X		Mid: 618.017	Combo: ENVELOPE	Design Type: Beam			
Length: 6.450	Y Mid: 366.107	Shape: Tubo 273 x 4	Frame Type: DCH-MRF				
Loc : 5.160	Z Mid: 6.250	Class: Class 3	Rolled : No				
Interaction=Method B		MultiResponse=Envelopes		P-Delta Done? No			
Ignore Seismic Code? No		Ignore Special EQ Load? No		D/P Plug Welded? Yes			
GammaM0=1.05	GammaM1=1.05	GammaM2=1.25					
q0=4.00	Omega=1.00	GammaRd=1.15					
An/Ag=1.00	RLLF=1.000	PLLF=0.750	D/C Lim=1.000				
Aeff=0.003	eNy=0.000	eNz=0.000					
A=0.003	Iyy=3.058E-05	iyy=0.095	Wel,yy=2.240E-04	Weff,yy=2.240E-04			
It=6.116E-05	Izz=3.058E-05	izz=0.095	Wel,zz=2.240E-04	Weff,zz=2.240E-04			
Iw=0.000	Iyz=0.000	h=0.273	Wpl,yy=2.895E-04	Av,y=0.002			
E=210000000.0	fy=275000.000	fu=430000.000	Wpl,zz=2.895E-04	Av,z=0.002			
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS							
Location	Ned	Med,yy	Med,zz	Ved,z	Ved,y	Ted	
5.160	-125.971	-12.422	-0.670	17.553	-0.325	-1.349	
PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation NTC Eq C4.2.37)							
D/C Ratio: 0.563 = 0.211 + sqrt[(0.351)^2 + (0.019)^2] < 1.000 OK							
= NED/(Chi_y NRK/GammaM1) + sqrt[(kyy (My,Ed+NEd eNy)/(Chi_LT							
My,Rk/GammaM1))^2 + (kyz (Mz,Ed+NEd eNz)/(Mz,Rk/GammaM1))^2] (NTC Eq C4.2.37)							
AXIAL FORCE DESIGN							
	Ned	Nc,Rd	Nt,Rd				
	Force	Capacity	Capacity				
Axial	-125.971	885.331	885.331				
	Npl,Rd	Nu,Rd	Ncr,T	Ncr,TF	An/Ag		
885.331	1046.558	273028.568	1523.622	1.000			
	Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb,Rd
Major (y-y)	c	0.490	1523.622	0.781	0.947	0.674	596.734
MajorB(y-y)	c	0.490	1523.622	0.781	0.947	0.674	596.734
Minor (z-z)	c	0.490	1523.622	0.781	0.947	0.674	596.734
MinorB(z-z)	c	0.490	1523.622	0.781	0.947	0.674	596.734
Torsional TF	c	0.490	1523.622	0.781	0.947	0.674	596.734
MOMENT DESIGN							
	Med	Med,span	Mm,Ed	Meq,Ed			
	Moment	Moment	Moment	Moment			
Major (y-y)	-12.422	-20.830	-12.422	-16.149			
Minor (z-z)	-0.670	-1.115	-0.670	-0.871			

	Mc, Rd	Mv, Rd	Mn, Rd	Mb, Rd		
	Capacity	Capacity	Capacity	Capacity		
Major (y-y)	58.679	58.679	58.679	58.679		
Minor (z-z)	58.679	58.679	58.679			
	Curve AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	psi	Mcr
LTB	d 0.760	0.139	0.486	1.000	1.171	3211.693
	kyy	kyz	kzy	kzz		
Factors	0.989	0.989	0.791	0.989		
SHEAR DESIGN						
	Ved	Vc, Rd	Stress	Status	Ted	
	Force	Capacity	Ratio	Check	Torsion	
Major (z)	27.626	325.405	0.085	OK	5.449	
Minor (y)	0.325	325.405	0.001	OK	5.449	
	Vpl, Rd	Eta	LambdabarW			
Reduction	325.405	1.000	0.000			
CONNECTION SHEAR FORCES FOR BEAMS						
	VMajor	VMajor				
	Left	Right				
Major (V2)	9.305	9.175				

Frame : 177X	Mid: 611.535	Combo: ENVELOPE	Design Type: Beam			
Length: 6.928	Y Mid: 365.300	Shape: Tubo 273 x 4	Frame Type: DCH-MRF			
Loc : 4.157	Z Mid: 6.250	Class: Class 3	Rolled : No			
Interaction=Method B						
MultiResponse=Envelopes		P-Delta Done? No				
Ignore Seismic Code? No		Ignore Special EQ Load? No			D/P Plug Welded? Yes	
GammaM0=1.05						
GammaM1=1.05		GammaM2=1.25				
q0=4.00		Omega=1.00				
GammaRd=1.15		An/Ag=1.00				
RLLF=1.000		PLLF=0.750		D/C Lim=1.000		
Aeff=0.003						
eNy=0.000		eNz=0.000				
A=0.003		Iyy=3.058E-05		iyy=0.095		Wel, yy=2.240E-04
Weff, yy=2.240E-04		Izz=3.058E-05		izz=0.095		Wel, zz=2.240E-04
Weff, zz=2.240E-04		Iyz=0.000		h=0.273		Wpl, yy=2.895E-04
Av, y=0.002		E=210000000.0		fy=275000.000		fu=430000.000
Wpl, zz=2.895E-04		Av, z=0.002				
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS						
Location	Ned	Med, yy	Med, zz	Ved, z	Ved, y	Ted
4.157	-162.747	-18.884	1.440	22.253	-0.009	-5.811
PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation NTC Eq C4.2.37)						
D/C Ratio:	0.625 = 0.288 + sqrt[(0.336)^2 + (0.026)^2] <				1.000	OK
= NED/(Chi_y NRk/GammaM1) + sqrt[(kyy (My,Ed+NED eNy)/(Chi_LT						
My, Rk/GammaM1))^2						
+ (kyz (Mz,Ed+NED eNz)/(Mz, Rk/GammaM1))^2] (NTC Eq C4.2.37)						

AXIAL FORCE DESIGN							
	Ned	Nc,Rd	Nt,Rd				
	Force	Capacity	Capacity				
Axial	-162.747	885.331	885.331				
	Npl,Rd	Nu,Rd	Ncr,T	Ncr,TF	An/Ag		
885.331	1046.558	273028.568	1320.603	1.000			
	Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb,Rd
Major (y-y)	c	0.490	1320.603	0.839	1.009	0.638	564.574
MajorB(y-y)	c	0.490	1320.603	0.839	1.009	0.638	564.574
Minor (z-z)	c	0.490	1320.603	0.839	1.009	0.638	564.574
MinorB(z-z)	c	0.490	1320.603	0.839	1.009	0.638	564.574
Torsional TF	c	0.490	1320.603	0.839	1.009	0.638	564.574
MOMENT DESIGN							
	Med	Med,span	Mm,Ed	Meq,Ed			
	Moment	Moment	Moment	Moment			
Major (y-y)	-18.884	-19.142	-18.884	-19.142			
Minor (z-z)	1.440	1.459	1.440	1.459			
	Mc,Rd	Mv,Rd	Mn,Rd	Mb,Rd			
	Capacity	Capacity	Capacity	Capacity			
Major (y-y)	58.679	58.679	58.679	58.679			
Minor (z-z)	58.679	58.679	58.679				
	Curve	AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	psi	Mcr
LTB	d	0.760	0.144	0.489	1.000	1.169	2984.691
	kyy	kyz	kzy	kzz			
Factors	1.031	1.031	0.824	1.031			
SHEAR DESIGN							
	Ved	Vc,Rd	Stress	Status	Ted		
	Force	Capacity	Ratio	Check	Torsion		
Major (z)	22.253	325.405	0.068	OK	1.541		
Minor (y)	0.014	325.405	4.333E-05	OK	1.541		
	Vpl,Rd	Eta	LambdaBarW				
Reduction	325.405	1.000	0.000				
CONNECTION SHEAR FORCES FOR BEAMS							
	VMajor	VMajor					
	Left	Right					
Major (V2)	7.882	7.940					

14.7 ALLEGATO A7. VERIFICHE COLONNE TUBOLARI

Units : KN, m, C

Frame : 149X		Mid: 612.034	Combo: ENVELOPE	Design Type: Column			
Length: 6.500	Y Mid: 361.725	Shape: Tubo 323,9 x 5	Frame Type: DCH-MRF				
Loc : 0.000	Z Mid: 3.250	Class: Class 3	Rolled : No				
Interaction=Method B		MultiResponse=Envelopes		P-Delta Done? No			
Ignore Seismic Code? No		Ignore Special EQ Load? No		D/P Plug Welded? Yes			
GammaM0=1.05		GammaM1=1.05	GammaM2=1.25				
q0=4.00		Omega=1.00	GammaRd=1.15				
An/Ag=1.00		RLLF=1.000	PLLF=0.750	D/C Lim=1.000			
Aeff=0.005		eNy=0.000	eNz=0.000				
A=0.005	Iyy=6.369E-05	iyz=0.113	Wel,yy=3.933E-04	Weff,yy=3.933E-04			
It=1.274E-04	Izz=6.369E-05	izz=0.113	Wel,zz=3.933E-04	Weff,zz=3.933E-04			
Iw=0.000	Iyz=0.000	h=0.324	Wpl,yy=5.085E-04	Av,y=0.003			
E=210000000.0	fy=275000.000	fu=430000.000	Wpl,zz=5.085E-04	Av,z=0.003			
DESIGN MESSAGES							
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS							
Location	Ned	Med,yy	Med,zz	Ved,z	Ved,y	Ted	
0.000	40.537	49.234	39.114	10.800	8.594	0.546	
PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation EC3 6.2.1(7), 6.2.9.2(1))							
D/C Ratio: 0.771 = 0.031 + sqrt[(0.578)^2 + (0.463)^2] < 1.000 OK							
= (NEd/NRd) + sqrt[(My,Ed/My,Rd)^2 + (Mz,Ed/Mz,Rd)^2] (EC3 6.2.1(7), 6.2.9.2(1))							
AXIAL FORCE DESIGN							
	Ned	Nc,Rd	Nt,Rd				
	Force	Capacity	Capacity				
Axial	40.537	1311.952	1311.952				
	Npl,Rd	Nu,Rd	Ncr,T	Ncr,TF	An/Ag		
1311.952	1550.870	404594.843	751.381	1.000			
	Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb,Rd
Major (y-y)	c	0.490	758.657	1.348	1.689	0.369	484.584
MajorB(y-y)	c	0.490	5879.752	0.484	0.687	0.852	1117.621
Minor (z-z)	c	0.490	751.381	1.354	1.699	0.367	481.208
MinorB(z-z)	c	0.490	5738.217	0.490	0.691	0.849	1113.302
Torsional TF	c	0.490	751.381	1.354	1.699	0.367	481.208
MOMENT DESIGN							
	Med	Med,span	Mm,Ed	Meq,Ed			
	Moment	Moment	Moment	Moment			
Major (y-y)	59.522	49.234	27.905	32.171			
Minor (z-z)	47.695	39.114	26.477	29.004			

	Mc,Rd	Mv,Rd	Mn,Rd	Mb,Rd			
	Capacity	Capacity	Capacity	Capacity			
Major (y-y)	103.006	103.006	103.006	103.006			
Minor (z-z)	103.006	103.006	103.006				
	Curve	AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	psi	Mcr
LTB	d	0.760	0.155	0.495	1.000	1.615	4490.703
	kyy	kyz	kzy	kzz			
Factors	0.653	0.742	0.523	0.742			
SHEAR DESIGN							
	Ved	Vc,Rd	Stress	Status	Ted		
	Force	Capacity	Ratio	Check	Torsion		
Major (z)	10.800	482.211	0.022	OK	0.691		
Minor (y)	8.594	482.211	0.018	OK	0.691		
	Vpl,Rd	Eta	LambdaBarW				
Reduction	482.211	1.000	0.000				

Units : KN, m, C

Frame : 147X	Mid: 601.642	Combo: ENVELOPE	Design Type: Column			
Length: 6.500	Y Mid: 371.782	Shape: Tubo 323,9 x 5	Frame Type: DCH-MRF			
Loc : 0.000	Z Mid: 3.250	Class: Class 3	Rolled : No			
Interaction=Method B		MultiResponse=Envelopes		P-Delta Done? No		
Ignore Seismic Code? No		Ignore Special EQ Load? No		D/P Plug Welded? Yes		
GammaM0=1.05	GammaM1=1.05	GammaM2=1.25				
q0=4.00	Omega=1.00	GammaRd=1.15				
An/Ag=1.00	RLLF=1.000	PLLF=0.750	D/C Lim=1.000			
Aeff=0.005	eNy=0.000	eNz=0.000				
A=0.005	Iyy=6.369E-05	iy=0.113	Wel,yy=3.933E-04		Weff,yy=3.933E-04	
It=1.274E-04	Izz=6.369E-05	izz=0.113	Wel,zz=3.933E-04		Weff,zz=3.933E-04	
Iw=0.000	Iyz=0.000	h=0.324	Wpl,yy=5.085E-04		Av,y=0.003	
E=210000000.0	fy=275000.000	fu=430000.000	Wpl,zz=5.085E-04		Av,z=0.003	
DESIGN MESSAGES						
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS						
Location	Ned	Med,yy	Med,zz	Ved,z	Ved,y	Ted
0.000	101.454	48.374	40.209	10.396	8.069	0.152
PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation EC3 6.2.1(7), 6.2.9.2(1))						
D/C Ratio: 0.808 = 0.077 + sqrt[(0.569)^2 + (0.459)^2] < 1.000 OK						
= (Ned/NRd) + sqrt[(My,Ed/My,Rd)^2 + (Mz,Ed/Mz,Rd)^2] (EC3 6.2.1(7), 6.2.9.2(1))						
AXIAL FORCE DESIGN						
	Ned	Nc,Rd	Nt,Rd			
	Force	Capacity	Capacity			
Axial	101.454	1311.952	1311.952			

		Npl,Rd	Nu,Rd	Ncr,T	Ncr,TF	An/Ag		
1311.952	1550.870	404594.843	738.421	1.000				
		Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb,Rd
Major (y-y)	c	0.490	738.421	1.366	1.718	0.362	475.144	
MajorB(y-y)	c	0.490	5509.156	0.500	0.699	0.843	1105.929	
Minor (z-z)	c	0.490	753.620	1.352	1.696	0.368	482.249	
MinorB(z-z)	c	0.490	5780.730	0.488	0.690	0.850	1114.618	
Torsional TF	c	0.490	738.421	1.366	1.718	0.362	475.144	
MOMENT DESIGN								
		Med	Med,span	Mm,Ed	Meq,Ed			
		Moment	Moment	Moment	Moment			
Major (y-y)		58.563	48.374	33.280	36.299			
Minor (z-z)		47.276	40.209	21.308	25.088			
		Mc,Rd	Mv,Rd	Mn,Rd	Mb,Rd			
		Capacity	Capacity	Capacity	Capacity			
Major (y-y)		103.006	103.006	103.006	103.006			
Minor (z-z)		103.006	103.006	103.006				
		Curve	AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	psi	Mcr
LTB	d	0.760	0.167	0.501	1.000	1.398	3891.891	
		kyy	kyz	kzy	kzz			
Factors		0.750	0.624	0.600	0.624			
SHEAR DESIGN								
		Ved	Vc,Rd	Stress	Status	Ted		
		Force	Capacity	Ratio	Check	Torsion		
Major (z)		10.396	482.211	0.022	OK	0.192		
Minor (y)		8.069	482.211	0.017	OK	0.192		
		Vpl,Rd	Eta	LambdaBarW				
Reduction		482.211	1.000	0.000				

Units : KN, m, C

Frame : 145X	Mid: 603.504	Combo: ENVELOPE	Design Type: Column	
Length: 6.500	Y Mid: 386.589	Shape: Tubo 323,9 x 5	Frame Type: DCH-MRF	
Loc : 0.000	Z Mid: 3.250	Class: Class 3	Rolled : No	
Interaction=Method B				
Ignore Seismic Code? No		MultiResponse=Envelopes		P-Delta Done? No
		Ignore Special EQ Load? No		D/P Plug Welded? Yes
GammaM0=1.05				
GammaM1=1.05		GammaM2=1.25		
q0=4.00		Omega=1.00		
		GammaRd=1.15		
An/Ag=1.00		RLLF=1.000		PLLF=0.750
		D/C Lim=1.000		
Aeff=0.005				
eNy=0.000		eNz=0.000		
A=0.005		Iyy=6.369E-05	iyy=0.113	Wel,yy=3.933E-04
		Izz=6.369E-05	izz=0.113	Wef,yy=3.933E-04
It=1.274E-04		Iyz=0.000	h=0.324	Wel,zz=3.933E-04
Iw=0.000				Wef,zz=3.933E-04
				Wpl,yy=5.085E-04
				Av,y=0.003

E=210000000.0	fy=275000.000	fu=430000.000	Wp1,zz=5.085E-04	Av,z=0.003			
DESIGN MESSAGES							
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS							
Location	Ned	Med,yy	Med,zz	Ved,z	Ved,y	Ted	
0.000	43.210	48.467	38.240	10.626	7.012	0.326	
PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation EC3 6.2.1(7), 6.2.9.2(1))							
D/C Ratio:	0.751 = 0.033 + sqrt[(0.569)^2 + (0.439)^2]			<	1.000	OK	
	= (Ned/NRd) + sqrt[(My,Ed/My,Rd)^2 + (Mz,Ed/Mz,Rd)^2]					(EC3 6.2.1(7),	6.2.9.2(1))
AXIAL FORCE DESIGN							
	Ned	Nc,Rd	Nt,Rd				
	Force	Capacity	Capacity				
Axial	43.210	1311.952	1311.952				
	Np1,Rd	Nu,Rd	Ncr,T	Ncr,TF	An/Ag		
1311.952	1550.870	404594.843	753.680	1.000			
	Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb,Rd
Major (y-y)	c	0.490	756.423	1.349	1.692	0.369	483.550
MajorB(y-y)	c	0.490	5835.269	0.486	0.688	0.851	1116.282
Minor (z-z)	c	0.490	753.680	1.352	1.696	0.368	482.277
MinorB(z-z)	c	0.490	5781.886	0.488	0.690	0.850	1114.653
Torsional TF	c	0.490	753.680	1.352	1.696	0.368	482.277
MOMENT DESIGN							
	Med	Med,span	Mm,Ed	Meq,Ed			
	Moment	Moment	Moment	Moment			
Major (y-y)	58.570	48.467	26.268	30.708			
Minor (z-z)	45.236	38.240	25.030	27.672			
	Mc,Rd	Mv,Rd	Mn,Rd	Mb,Rd			
	Capacity	Capacity	Capacity	Capacity			
Major (y-y)	103.006	103.006	103.006	103.006			
Minor (z-z)	103.006	103.006	103.006				
	Curve	AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	psi	Mcr
LTB	d	0.760	0.153	0.494	1.000	1.664	4633.714
	kyy	kyz	kzy	kzz			
Factors	0.634	0.724	0.507	0.724			
SHEAR DESIGN							
	Ved	Vc,Rd	Stress	Status	Ted		
	Force	Capacity	Ratio	Check	Torsion		
Major (z)	10.626	482.211	0.022	OK	0.413		
Minor (y)	7.012	482.211	0.015	OK	0.413		
	Vp1,Rd	Eta	LambdabarW				
Reduction	482.211	1.000	0.000				

Units : KN, m, C

Frame : 144X		Mid: 608.854	Combo: ENVELOPE	Design Type: Column			
Length: 6.500	Y Mid: 391.930	Shape: Tubo 323,9 x 5	Frame Type: DCH-MRF				
Loc : 0.000	Z Mid: 3.250	Class: Class 3	Rolled : No				
Interaction=Method B		MultiResponse=Envelopes		P-Delta Done? No			
Ignore Seismic Code? No		Ignore Special EQ Load? No		D/P Plug Welded? Yes			
GammaM0=1.05	GammaM1=1.05	GammaM2=1.25					
q0=4.00	Omega=1.00	GammaRd=1.15					
An/Ag=1.00	RLLF=1.000	PLLF=0.750	D/C Lim=1.000				
Aeff=0.005	eNy=0.000	eNz=0.000					
A=0.005	Iyy=6.369E-05	iyy=0.113	Wel,yy=3.933E-04	Weff,yy=3.933E-04			
It=1.274E-04	Izz=6.369E-05	izz=0.113	Wel,zz=3.933E-04	Weff,zz=3.933E-04			
Iw=0.000	Iyz=0.000	h=0.324	Wpl,yy=5.085E-04	Av,y=0.003			
E=210000000.0	fy=275000.000	fu=430000.000	Wpl,zz=5.085E-04	Av,z=0.003			
DESIGN MESSAGES							
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS							
Location	Ned	Med,yy	Med,zz	Ved,z	Ved,y	Ted	
0.000	94.349	47.629	35.863	9.432	6.613	0.068	
PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation EC3 6.2.1(7), 6.2.9.2(1))							
D/C Ratio: 0.765 = 0.072 + sqrt[(0.557)^2 + (0.412)^2] < 1.000 OK							
= (Ned/NRd) + sqrt[(My,Ed/My,Rd)^2 + (Mz,Ed/Mz,Rd)^2] (EC3 6.2.1(7), 6.2.9.2(1))							
AXIAL FORCE DESIGN							
	Ned	Nc,Rd	Nt,Rd				
	Force	Capacity	Capacity				
Axial	94.349	1311.952	1311.952				
	Npl,Rd	Nu,Rd	Ncr,T	Ncr,TF	An/Ag		
1311.952	1550.870	404594.843	746.764	1.000			
	Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb,Rd
Major (y-y)	c	0.490	762.805	1.344	1.683	0.371	486.500
MajorB(y-y)	c	0.490	5964.829	0.481	0.684	0.854	1120.135
Minor (z-z)	c	0.490	746.764	1.358	1.706	0.365	479.055
MinorB(z-z)	c	0.490	5653.309	0.494	0.694	0.847	1110.627
Torsional TF	c	0.490	746.764	1.358	1.706	0.365	479.055
MOMENT DESIGN							
	Med	Med,span	Mm,Ed	Meq,Ed			
	Moment	Moment	Moment	Moment			
Major (y-y)	57.388	47.629	27.494	31.521			
Minor (z-z)	42.459	35.863	20.843	23.847			
	Mc,Rd	Mv,Rd	Mn,Rd	Mb,Rd			
	Capacity	Capacity	Capacity	Capacity			
Major (y-y)	103.006	103.006	103.006	103.006			
Minor (z-z)	103.006	103.006	103.006	103.006			

	Curve	AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	psi	Mcr
LTB	d	0.760	0.156	0.496	1.000	1.595	4421.033
		kyy	kyz	kzy	kzz		
Factors		0.662	0.665	0.529	0.665		
SHEAR DESIGN							
		Ved	Vc,Rd	Stress	Status	Ted	
		Force	Capacity	Ratio	Check	Torsion	
Major (z)		9.432	482.211	0.020	OK	0.086	
Minor (y)		6.613	482.211	0.014	OK	0.086	
		Vpl,Rd	Eta	LambdabarW			
Reduction		482.211	1.000	0.000			

Units : KN, m, C

Frame : 142X Mid: 620.245 Combo: ENVELOPE Design Type: Column						
Length: 6.500	Y Mid: 392.632	Shape: Tubo 323,9 x 5	Frame Type: DCH-MRF			
Loc : 0.000	Z Mid: 3.250	Class: Class 3	Rolled : No			
Interaction=Method B MultiResponse=Envelopes P-Delta Done? No						
Ignore Seismic Code? No Ignore Special EQ Load? No D/P Plug Welded? Yes						
GammaM0=1.05 GammaM1=1.05 GammaM2=1.25						
q0=4.00 Omega=1.00 GammaRd=1.15						
An/Ag=1.00 RLLF=1.000 PLLF=0.750 D/C Lim=1.000						
Aeff=0.005 eNy=0.000 eNz=0.000						
A=0.005	Iyy=6.369E-05	iyy=0.113	Wel,yy=3.933E-04	Weff,yy=3.933E-04		
It=1.274E-04	Izz=6.369E-05	izz=0.113	Wel,zz=3.933E-04	Weff,zz=3.933E-04		
Iw=0.000	Iyz=0.000	h=0.324	Wpl,yy=5.085E-04	Av,y=0.003		
E=210000000.0	fy=275000.000	fu=430000.000	Wpl,zz=5.085E-04	Av,z=0.003		
DESIGN MESSAGES						
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS						
Location	Ned	Med,yy	Med,zz	Ved,z	Ved,y	Ted
0.000	42.927	44.562	37.250	8.702	8.030	0.303
PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation EC3 6.2.1(7), 6.2.9.2(1))						
D/C Ratio: 0.705 = 0.033 + sqrt[(0.521)^2 + (0.425)^2] < 1.000 OK						
= (Ned/NRd) + sqrt[(My,Ed/My,Rd)^2 + (Mz,Ed/Mz,Rd)^2] (EC3 6.2.1(7), 6.2.9.2(1))						
AXIAL FORCE DESIGN						
	Ned	Nc,Rd	Nt,Rd			
	Force	Capacity	Capacity			
Axial	42.927	1311.952	1311.952			
	Npl,Rd	Nu,Rd	Ncr,T	Ncr,TF	An/Ag	
1311.952	1550.870	404594.843	752.908	1.000		

	Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb,Rd
Major (y-y)	c	0.490	752.908	1.353	1.697	0.367	481.918
MajorB(y-y)	c	0.490	5767.109	0.489	0.690	0.849	1114.198
Minor (z-z)	c	0.490	762.397	1.344	1.684	0.371	486.312
MinorB(z-z)	c	0.490	5956.307	0.481	0.684	0.854	1119.886
Torsional TF	c	0.490	752.908	1.353	1.697	0.367	481.918
MOMENT DESIGN							
		Med	Med,span	Mm,Ed	Meq,Ed		
		Moment	Moment	Moment	Moment		
Major (y-y)		53.717	44.562	26.273	29.931		
Minor (z-z)		43.773	37.250	19.908	23.376		
		Mc,Rd	Mv,Rd	Mn,Rd	Mb,Rd		
		Capacity	Capacity	Capacity	Capacity		
Major (y-y)		103.006	103.006	103.006	103.006		
Minor (z-z)		103.006	103.006	103.006			
	Curve	AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	psi	Mcr
LTB	d	0.760	0.157	0.496	1.000	1.571	4401.419
		kyy	kyz	kzy	kzz		
Factors		0.672	0.628	0.537	0.628		
SHEAR DESIGN							
		Ved	Vc,Rd	Stress	Status	Ted	
		Force	Capacity	Ratio	Check	Torsion	
Major (z)		8.702	482.211	0.018	OK	0.384	
Minor (y)		8.030	482.211	0.017	OK	0.384	
		Vpl,Rd	Eta	LambdabarW			
Reduction		482.211	1.000	0.000			

Units : KN, m, C

Frame : 140X	Mid: 627.915	Combo: ENVELOPE	Design Type: Column
Length: 6.500	Y Mid: 381.630	Shape: Tubo 323,9 x 5	Frame Type: DCH-MRF
Loc : 0.000	Z Mid: 3.250	Class: Class 3	Rolled : No
Interaction=Method B			
MultiResponse=Envelopes		P-Delta Done? No	
Ignore Seismic Code? No		Ignore Special EQ Load? No	
D/P Plug Welded? Yes			
GammaM0=1.05	GammaM1=1.05	GammaM2=1.25	
q0=4.00	Omega=1.00	GammaRd=1.15	
An/Ag=1.00	RLLF=1.000	PLLF=0.750	D/C Lim=1.000
Aeff=0.005	eNy=0.000	eNz=0.000	
A=0.005	Iyy=6.369E-05	iyy=0.113	Wel,yy=3.933E-04
			Weff,yy=3.933E-04
It=1.274E-04	Izz=6.369E-05	izz=0.113	Wel,zz=3.933E-04
			Weff,zz=3.933E-04
Iw=0.000	Iyz=0.000	h=0.324	Wpl,yy=5.085E-04
			Av,y=0.003
E=210000000.0	fy=275000.000	fu=430000.000	Wpl,zz=5.085E-04
			Av,z=0.003
DESIGN MESSAGES			

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS							
Location	Ned	Med,yy	Med,zz	Ved,z	Ved,y	Ted	
0.000	74.420	42.089	36.699	7.504	7.207	0.195	
PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation EC3 6.2.1(7), 6.2.9.2(1))							
D/C Ratio: 0.705 = 0.057 + sqrt[(0.495)^2 + (0.419)^2] < 1.000 OK							
= (Ned/NRd) + sqrt[(My,Ed/My,Rd)^2 + (Mz,Ed/Mz,Rd)^2] (EC3 6.2.1(7), 6.2.9.2(1))							
AXIAL FORCE DESIGN							
	Ned	Nc,Rd	Nt,Rd				
	Force	Capacity	Capacity				
Axial	74.420	1311.952	1311.952				
	Npl,Rd	Nu,Rd	Ncr,T	Ncr,TF	An/Ag		
1311.952	1550.870	404594.843	742.142	1.000			
	Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb,Rd
Major (y-y)	c	0.490	742.142	1.362	1.713	0.363	476.892
MajorB(y-y)	c	0.490	5571.994	0.497	0.696	0.845	1108.001
Minor (z-z)	c	0.490	762.994	1.344	1.683	0.371	486.587
MinorB(z-z)	c	0.490	5968.776	0.480	0.684	0.854	1120.250
Torsional TF	c	0.490	742.142	1.362	1.713	0.363	476.892
MOMENT DESIGN							
	Med	Med,span	Mm,Ed	Meq,Ed			
	Moment	Moment	Moment	Moment			
Major (y-y)	50.943	42.089	24.580	28.082			
Minor (z-z)	43.115	36.699	18.917	22.474			
	Mc,Rd	Mv,Rd	Mn,Rd	Mb,Rd			
	Capacity	Capacity	Capacity	Capacity			
Major (y-y)	103.006	103.006	103.006	103.006			
Minor (z-z)	103.006	103.006	103.006				
	Curve	AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	psi	Mcr
LTB	d	0.760	0.156	0.496	1.000	1.582	4432.738
	kyy	kyz	kzy	kzz			
Factors	0.667	0.612	0.534	0.612			
SHEAR DESIGN							
	Ved	Vc,Rd	Stress	Status	Ted		
	Force	Capacity	Ratio	Check	Torsion		
Major (z)	7.504	482.211	0.016	OK	0.246		
Minor (y)	7.207	482.211	0.015	OK	0.246		
	Vpl,Rd	Eta	LambdaBarW				
Reduction	482.211	1.000	0.000				

Units : KN, m, C

Frame : 139X		Mid: 629.544	Combo: ENVELOPE	Design Type: Column			
Length: 6.500	Y Mid: 375.265	Shape: Tubo 323,9 x 5	Frame Type: DCH-MRF				
Loc : 0.000	Z Mid: 3.250	Class: Class 3	Rolled : No				
Interaction=Method B		MultiResponse=Envelopes		P-Delta Done? No			
Ignore Seismic Code? No		Ignore Special EQ Load? No		D/P Plug Welded? Yes			
GammaM0=1.05	GammaM1=1.05	GammaM2=1.25					
q0=4.00	Omega=1.00	GammaRd=1.15					
An/Ag=1.00	RLLF=1.000	PLLF=0.750	D/C Lim=1.000				
Aeff=0.005	eNy=0.000	eNz=0.000					
A=0.005	Iyy=6.369E-05	iyy=0.113	Wel,yy=3.933E-04	Weff,yy=3.933E-04			
It=1.274E-04	Izz=6.369E-05	izz=0.113	Wel,zz=3.933E-04	Weff,zz=3.933E-04			
Iw=0.000	Iyz=0.000	h=0.324	Wpl,yy=5.085E-04	Av,y=0.003			
E=210000000.0	fy=275000.000	fu=430000.000	Wpl,zz=5.085E-04	Av,z=0.003			
DESIGN MESSAGES							
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS							
Location	Ned	Med,yy	Med,zz	Ved,z	Ved,y	Ted	
0.000	37.586	44.683	38.764	8.886	8.369	0.556	
PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation EC3 6.2.1(7), 6.2.9.2(1))							
D/C Ratio: 0.715 = 0.029 + sqrt[(0.525)^2 + (0.443)^2] < 1.000 OK							
= (Ned/NRd) + sqrt[(My,Ed/My,Rd)^2 + (Mz,Ed/Mz,Rd)^2] (EC3 6.2.1(7), 6.2.9.2(1))							
AXIAL FORCE DESIGN							
	Ned	Nc,Rd	Nt,Rd				
	Force	Capacity	Capacity				
Axial	37.586	1311.952	1311.952				
	Npl,Rd	Nu,Rd	Ncr,T	Ncr,TF	An/Ag		
1311.952	1550.870	404594.843	745.354	1.000			
	Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb,Rd
Major (y-y)	c	0.490	745.354	1.359	1.708	0.365	478.396
MajorB(y-y)	c	0.490	5628.119	0.495	0.695	0.846	1109.820
Minor (z-z)	c	0.490	763.007	1.344	1.683	0.371	486.593
MinorB(z-z)	c	0.490	5969.046	0.480	0.684	0.854	1120.258
Torsional TF	c	0.490	745.354	1.359	1.708	0.365	478.396
MOMENT DESIGN							
	Med	Med,span	Mm,Ed	Meq,Ed			
	Moment	Moment	Moment	Moment			
Major (y-y)	54.067	44.683	26.659	30.264			
Minor (z-z)	45.625	38.764	20.545	24.188			
	Mc,Rd	Mv,Rd	Mn,Rd	Mb,Rd			
	Capacity	Capacity	Capacity	Capacity			
Major (y-y)	103.006	103.006	103.006	103.006			
Minor (z-z)	103.006	103.006	103.006	103.006			

	Curve	AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	psi	Mcr
LTB	d	0.760	0.157	0.496	1.000	1.558	4366.209
		kyy	kyz	kzy	kzz		
Factors		0.677	0.624	0.542	0.624		
SHEAR DESIGN							
		Ved	Vc,Rd	Stress	Status	Ted	
		Force	Capacity	Ratio	Check	Torsion	
Major (z)		8.886	482.211	0.018	OK	0.703	
Minor (y)		8.369	482.211	0.017	OK	0.703	
		Vpl,Rd	Eta	LambdabarW			
Reduction		482.211	1.000	0.000			

Units : KN, m, C

Frame : 137X Mid: 625.055 Combo: ENVELOPE Design Type: Column							
Length: 6.500	Y Mid: 365.017	Shape: Tubo 323,9 x 5	Frame Type: DCH-MRF				
Loc : 0.000	Z Mid: 3.250	Class: Class 3	Rolled : No				
Interaction=Method B		MultiResponse=Envelopes		P-Delta Done? No			
Ignore Seismic Code? No		Ignore Special EQ Load? No		D/P Plug Welded? Yes			
GammaM0=1.05		GammaM1=1.05		GammaM2=1.25			
q0=4.00		Omega=1.00		GammaRd=1.15			
An/Ag=1.00		RLLF=1.000		PLLF=0.750		D/C Lim=1.000	
Aeff=0.005		eNy=0.000		eNz=0.000			
A=0.005	Iyy=6.369E-05	iy=0.113	Wel,yy=3.933E-04	Weff,yy=3.933E-04			
It=1.274E-04	Izz=6.369E-05	izz=0.113	Wel,zz=3.933E-04	Weff,zz=3.933E-04			
Iw=0.000	Iyz=0.000	h=0.324	Wpl,yy=5.085E-04	Av,y=0.003			
E=210000000.0	fy=275000.000	fu=430000.000	Wpl,zz=5.085E-04	Av,z=0.003			
DESIGN MESSAGES							
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS							
Location	Ned	Med,yy	Med,zz	Ved,z	Ved,y	Ted	
0.000	45.628	48.482	38.411	10.360	8.339	0.454	
PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation EC3 6.2.1(7), 6.2.9.2(1))							
D/C Ratio:		0.762 = 0.035 + sqrt[(0.568)^2 + (0.453)^2]		< 1.000		OK	
		= (Ned/NRd) + sqrt[(My,Ed/My,Rd)^2 + (Mz,Ed/Mz,Rd)^2]				(EC3 6.2.1(7), 6.2.9.2(1))	
AXIAL FORCE DESIGN							
	Ned	Nc,Rd	Nt,Rd				
	Force	Capacity	Capacity				
Axial	45.628	1311.952	1311.952				
	Npl,Rd	Nu,Rd	Ncr,T	Ncr,TF	An/Ag		
1311.952	1550.870	404594.843	739.055	1.000			

	Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb,Rd
Major (y-y)	c	0.490	760.479	1.346	1.686	0.370	485.427
MajorB(y-y)	c	0.490	5916.726	0.483	0.686	0.853	1118.721
Minor (z-z)	c	0.490	739.055	1.365	1.717	0.362	475.442
MinorB(z-z)	c	0.490	5519.654	0.500	0.698	0.843	1106.278
Torsional TF	c	0.490	739.055	1.365	1.717	0.362	475.442
MOMENT DESIGN							
		Med	Med, span	Mm,Ed	Meq,Ed		
		Moment	Moment	Moment	Moment		
Major (y-y)		58.536	48.482	25.294	29.932		
Minor (z-z)		46.671	38.411	26.807	29.127		
		Mc,Rd	Mv,Rd	Mn,Rd	Mb,Rd		
		Capacity	Capacity	Capacity	Capacity		
Major (y-y)		103.006	103.006	103.006	103.006		
Minor (z-z)		103.006	103.006	103.006			
	Curve	AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	psi	Mcr
LTB	d	0.760	0.152	0.493	1.000	1.705	4701.515
		kyy	kyz	kzy	kzz		
Factors		0.617	0.758	0.494	0.758		
SHEAR DESIGN							
		Ved	Vc,Rd	Stress	Status	Ted	
		Force	Capacity	Ratio	Check	Torsion	
Major (z)		10.360	482.211	0.021	OK	0.575	
Minor (y)		8.339	482.211	0.017	OK	0.575	
		Vpl,Rd	Eta	LambdabarW			
Reduction		482.211	1.000	0.000			