

Comune di Taranto
Provincia di Taranto

**R03_RELAZIONE TECNICA
GENERALE E
RELAZIONE DI CALCOLO
PLINTI TORRI FARO**

OGGETTO: Area grandi medie industrie – allargamento area produttiva
Torri faro ed illuminazione strada di collegamento SP n. 48 e SS. N. 7

COMMITTENTE: Consorzio ASI, Taranto

12/12/2012

Il Progettista

Ing. Giancarlo Carroccia

1 - DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA

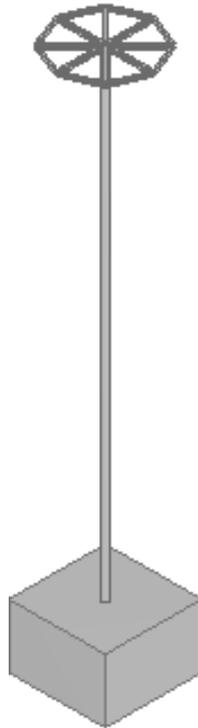
Progetto strutturale per la realizzazione di due torri-faro, rispettivamente di altezza $H=25\text{m}$ e $H=15\text{m}$, con struttura di fondazione in plinto a impronta quadrata, di lato e altezza variabile in funzione delle verifiche di calcolo. Il collegamento della colonna di base al plinto viene eseguito mediante ancoraggio flangiato con tirafondi annegati nell' amatura di ripartizione del plinto.

Il calcolo e la verifica della struttura della torre faro viene eseguita da terzi, ed allegata alla presente, nella quale viene riportato esclusivamente il calcolo e la verifica del plinto di base, e dei tirafondi di aggancio.

Vengono riportate di seguito due viste assonometriche contrapposte, allo scopo di consentire una migliore comprensione della struttura oggetto della presente relazione:

Vista assonometrica

La direzione di visualizzazione (bisettrice del cono ottico), relativamente al sistema di riferimento globale O, X, Y, Z , ha versore $(1;1;-1)$



2 - NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Le fasi di analisi e verifica della struttura sono state condotte in accordo alle seguenti disposizioni normative, per quanto applicabili in relazione al criterio di calcolo adottato dal progettista, evidenziato nel prosieguo della presente relazione:

Legge 5 novembre 1971 n. 1086 (G. U. 21 dicembre 1971 n. 321)

"Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica"

Legge 2 febbraio 1974 n. 64 (G. U. 21 marzo 1974 n. 76)

"Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche"

Indicazioni progettive per le nuove costruzioni in zone sismiche a cura del Ministero per la Ricerca scientifica - Roma 1981.

D. M. Infrastrutture Trasporti 14 gennaio 2008 (G.U. 4 febbraio 2008 n. 29 - Suppl. Ord.)
"Norme tecniche per le Costruzioni"

Inoltre, in mancanza di specifiche indicazioni, ad integrazione della norma precedente e per quanto con esse non in contrasto, sono state utilizzate le indicazioni contenute nella:

Circolare 2 febbraio 2009 n. 617 del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti (G.U. 26 febbraio 2009 n. 27 – Suppl. Ord.)

"Istruzioni per l'applicazione delle 'Norme Tecniche delle Costruzioni' di cui al D.M. 14 gennaio 2008";

Eurocodice 3 – "Progettazione delle strutture in acciaio" - ENV 1993-1-1.

3 - MATERIALI IMPIEGATI E RESISTENZE DI CALCOLO

Per la realizzazione dell'opera in oggetto saranno impiegati i seguenti materiali:

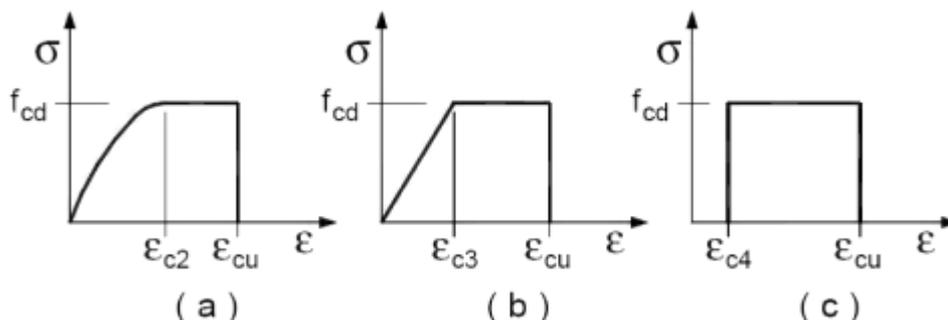
Acciaio per strutture metalliche S235 (Resistenza caratteristica $F_{yk} 235.0 \text{ N/mm}^2$);
Materiale d'apporto per saldature S235 (Resistenza caratteristica $F_{yk} = 235.0 \text{ N/mm}^2$);
Acciaio per strutture metalliche S355 (Resistenza caratteristica $F_{yk} = 355.0 \text{ N/mm}^2$);
Calcestruzzo tipo C25/30 (Resistenza caratteristica $R_{ck} = 30.0 \text{ N/mm}^2$) armato con barre di acciaio ad aderenza migliorata tipo Acciaio B450C (Resistenza caratteristica $F_{yk} = 450.0 \text{ N/mm}^2$);

I valori dei parametri caratteristici dei suddetti materiali sono riportati nei **tabulati di calcolo**, nella relativa sezione.

In particolare, per ciascuna classe di calcestruzzo impiegata sono riportati i valori di:

- Resistenza di calcolo a trazione (f_{ctd})
- Resistenza a rottura per flessione (f_{ctm})
- Resistenza tangenziale di calcolo (τ_{Rd})
- Modulo elastico normale (E)
- Modulo elastico tangenziale (G)
- Coefficiente di sicurezza allo Stato Limite Ultimo del materiale (γ_c)
- Resistenza cubica caratteristica del materiale (R_{ck})
- Coefficiente di Omogeneizzazione
- Peso Specifico
- Coefficiente di dilatazione termica

I diagrammi costitutivi del calcestruzzo sono stati adottati in conformità alle indicazioni riportate al punto 4.1.2.1.2.2 del D.M. 14 gennaio 2008; in particolare per le verifiche effettuate a pressoflessione retta e pressoflessione deviata è adottato il modello riportato in fig. (a).



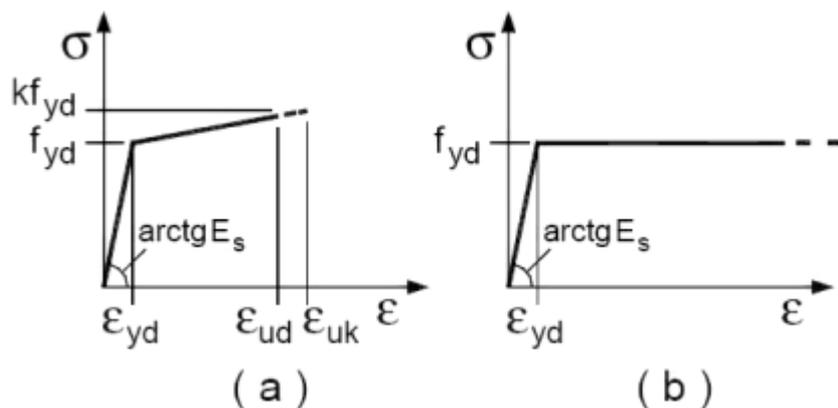
Diagrammi di calcolo tensione/deformazione del calcestruzzo.

La deformazione massima $\varepsilon_{c \max}$ è assunta pari a 0.0035.

Per l'acciaio sono riportati i valori di:

- *Tensione caratteristica di snervamento trazione (f_{yk})*
- *Modulo elastico normale (E)*
- *Modulo elastico tangenziale (G)*
- *Coefficiente di sicurezza allo Stato Limite Ultimo del materiale ($\cdot f$)*
- *Peso Specifico*
- *Coefficiente di dilatazione termica*

I diagrammi costitutivi dell'acciaio sono stati adottati in conformità alle indicazioni riportate al punto 4.1.2.1.2.3 del D.M. 14 gennaio 2008; in particolare è adottato il modello elastico perfettamente plastico rappresentato in fig. (b).



La resistenza di calcolo è data da f_{yk} / γ_f . Il coefficiente di sicurezza γ_f si assume pari a 1.15.

Per ciascun acciaio per strutture metalliche sono riportati i valori di:

- *Resistenza Caratteristica allo Snervamento (f_{yk}) per spessore nominale ≤ 40 mm.*
- *Resistenza Caratteristica allo Snervamento (f_{yk}) per spessore nominale > 40 e ≤ 80 mm.*
- *Modulo elastico normale (E)*
- *Modulo elastico tangenziale (G)*
- *Coefficiente di sicurezza allo Stato Limite Ultimo del materiale ($\cdot M0$)*
- *Peso Specifico*
- *Coefficiente di dilatazione termica*

Per ciascun materiale d'apporto per saldature sono riportati i valori di:

- *Resistenza Caratteristica allo Snervamento (f_{yk})*
- *Modulo elastico normale (E)*
- *Modulo elastico tangenziale (G)*
- *Coefficiente di sicurezza allo Stato Limite Ultimo del materiale ($\cdot M0$)*
- *Peso Specifico*
- *Coefficiente di dilatazione termica*

Per ciascuna classe d'acciaio per bulloni sono riportati i valori di:

- *Resistenza Caratteristica allo Snervamento (f_{yb})*
- *Resistenza Caratteristica a Rottura (f_{tb})*
- *Modulo elastico normale (E)*
- *Modulo elastico tangenziale (G)*
- *Coefficiente di sicurezza allo Stato Limite Ultimo del materiale ($\cdot M2$)*

- *Coefficiente di sicurezza allo Scorrimento allo SLU ($\cdot M3$)*
- *Coefficiente di sicurezza allo Scorrimento allo SLE ($\cdot M3$)*
- *Coefficiente di sicurezza Precarico Bulloni ad Alta resistenza ($\cdot M7$)*
- *Peso Specifico*
- *Coefficiente di dilatazione termica*

Tutti i materiali impiegati dovranno essere comunque verificati con opportune prove di laboratorio secondo le prescrizioni della vigente Normativa.

4 - TERRENO DI FONDAZIONE

Le indagini effettuate, mirate alla valutazione della velocità delle onde di taglio (V_{s30}) e/o del numero di colpi dello Standard Penetration Test (NSPT), permettono di classificare il profilo stratigrafico, ai fini della determinazione dell'azione sismica, di categoria A [Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di V_s , 30 superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.].

Tutti i parametri che caratterizzano i terreni di fondazione sono riportati nei tabulati di calcolo, nella relativa sezione. Per ulteriori dettagli si rimanda alle relazioni geologica e geotecnica.

5 - ANALISI DEI CARICHI

Un'accurata valutazione dei carichi è un requisito imprescindibile di una corretta progettazione, in particolare per le costruzioni realizzate in zona sismica.

Essa, infatti, è fondamentale ai fini della determinazione delle forze sismiche, in quanto incide sulla valutazione delle masse e dei periodi propri della struttura dai quali dipendono i valori delle accelerazioni (ordinate degli spettri di progetto).

La valutazione dei carichi e dei sovraccarichi è stata effettuata in accordo con le disposizioni del **Decreto Ministero Infrastrutture Trasporti 14 gennaio 2008** (G. U. 4 febbraio 2008, n. 29 - Suppl.Ord.) "Norme tecniche per le Costruzioni"

La valutazione dei carichi permanenti è effettuata sulle dimensioni definitive.

Le analisi effettuate, corredate da dettagliate descrizioni, sono riportate nei tabulati di calcolo nella relativa sezione.

6 - VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA

L'azione sismica è stata valutata in conformità alle indicazioni riportate al capitolo 3.2 del D.M. 14 gennaio 2008 "Norme tecniche per le Costruzioni"

In particolare il procedimento per la definizione degli spettri di progetto per i vari Stati Limite per cui sono state effettuate le verifiche è stato il seguente:

- definizione della Vita Nominale e della Classe d'Uso della struttura, il cui uso combinato ha portato alla definizione del Periodo di Riferimento dell'azione sismica.
- Individuazione, tramite latitudine e longitudine, dei parametri sismici di base a_g , F_0 e T_c^* per tutti e quattro gli Stati Limite previsti (SLO, SLD, SLV e SLC); l'individuazione è stata effettuata interpolando tra i 4 punti più vicini al punto di riferimento dell'edificio.
- Determinazione dei coefficienti di amplificazione stratigrafica e topografica.
- Calcolo del periodo T_c corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello Spettro.

I dati così calcolati sono stati utilizzati per determinare gli Spettri di Progetto nelle verifiche agli Stati Limite considerate.

La rigidezza è calcolata come rapporto fra il taglio complessivamente agente al piano e δ , spostamento relativo di piano (Il taglio di piano è la sommatoria delle azioni orizzontali agenti al di sopra del piano considerato).

Tutti i valori calcolati ed utilizzati per le verifiche sono riportati nei tabulati di calcolo nella relativa sezione.

La struttura è pertanto:

- REGOLARE in pianta
- REGOLARE in altezza

6.2 Classe di duttilità

La classe di duttilità è rappresentativa della capacità dell'edificio in acciaio di dissipare energia in campo anelastico per azioni cicliche ripetute.

Le deformazioni anelastiche devono essere distribuite nel maggior numero di elementi duttili, in particolare le travi, salvaguardando in tal modo i pilastri ed evitando meccanismi globali di piano o altri meccanismi intrinsecamente fragili.

Il D.M. 14 gennaio 2008 definisce due tipi di comportamento strutturale:

- a) comportamento strutturale non-dissipativo;
- b) comportamento strutturale dissipativo.

Per strutture con comportamento strutturale dissipativo si distinguono due livelli di Capacità Dissipativa o Classi di Duttilità (CD).

CD "A" (Alta);
CD "B" (Bassa).

La differenza tra le due classi risiede nella entità delle plasticizzazioni cui ci si riconduce in fase di progettazione; per ambedue le classi, onde assicurare alla struttura un comportamento dissipativo e duttile evitando rotture fragili e la formazione di meccanismi instabili imprevisi, si fa ricorso ai procedimenti tipici della gerarchia delle resistenze.

La struttura in esame è stata progettata in classe di duttilità BASSA.

6.3 Spettri di Progetto per S.L.U. e S.L.D.

L'edificio è stato progettato per una Vita Nominale pari a 50 e per Classe d'Uso pari a 2.

In base alle indagini geognostiche effettuate si è classificato il suolo di fondazione di categoria A, cui corrispondono i seguenti valori per i parametri necessari alla costruzione degli spettri di risposta orizzontale e verticale:

Stato Limite	Coef. Ampl. Strat.
Stato limite di operatività	1.00
Stato limite di danno	1.00
Stato limite salvaguardia della vita	1.00
Stato limite prevenzione collasso	1.00

Per la definizione degli spettri di risposta, oltre all'accelerazione a_g al suolo (dipendente dalla classificazione sismica del Comune) occorre determinare il Fattore di Struttura q .

Il Fattore di struttura q è un fattore riduttivo delle forze elastiche introdotto per tenere conto delle capacità dissipative della struttura che dipende dal sistema costruttivo adottato, dalla Classe di Duttilità e dalla regolarità in altezza.

Si è inoltre assunto il Coefficiente di Amplificazione Topografica S_T pari a 1,00.

L'edificio è stato progettato per appartenere alla Classe 2

Tali succitate caratteristiche sono riportate negli allegati tabulati di calcolo al punto "DATI GENERALI ANALISI SISMICA".

Per la struttura in esame sono stati determinati i seguenti valori:

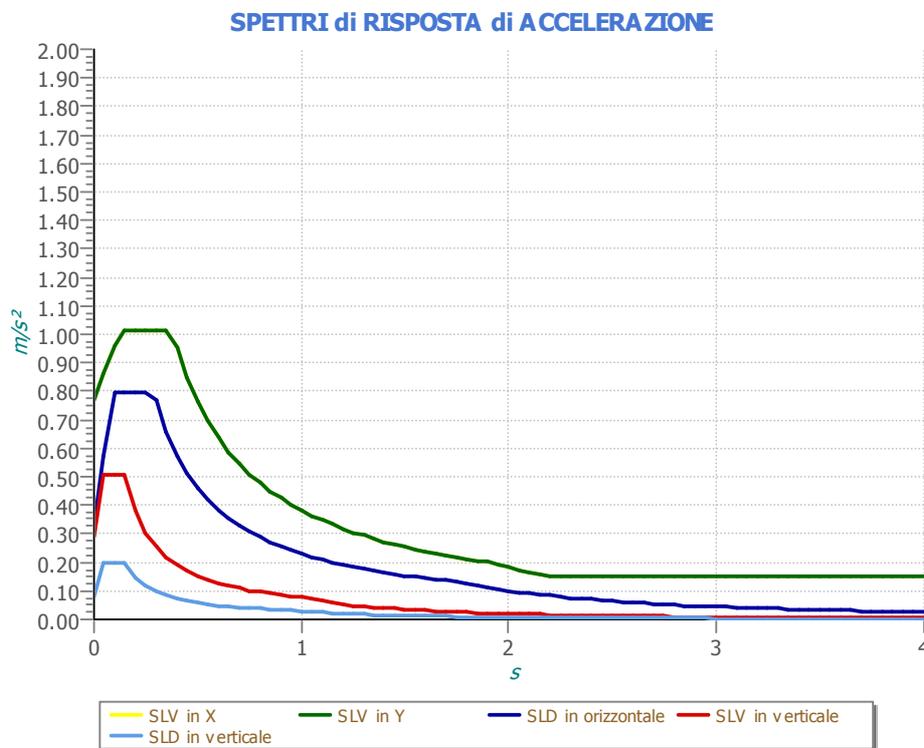
Stato Limite di salvaguardia della Vita

Fattore di Struttura q per sisma orizzontale in direzione X: 2,00

Fattore di Struttura q per sisma orizzontale in direzione Y: 2,00

Fattore di Struttura q per sisma verticale: 1,50

Gli spettri utilizzati sono riportati nella successiva figura.



6.4 Metodo di Analisi

Il calcolo delle azioni sismiche è stato eseguito in analisi dinamica modale, considerando il comportamento della struttura in regime elastico lineare.

Il numero di modi di vibrazione considerato (15) ha consentito, nelle varie condizioni, di mobilitare le seguenti percentuali delle masse della struttura:

Stato Limite	Direzione Sisma	%
salvaguardia della vita	X	100,0
salvaguardia della vita	Y	100,0
salvaguardia della vita	Z	100,0

Per valutare la risposta massima complessiva di una generica caratteristica E, conseguente alla sovrapposizione dei modi, si è utilizzata una tecnica di combinazione probabilistica definita CQC (Complete Quadratic Combination - Combinazione Quadratica Completa):

$$E = \sqrt{\sum_{i,j=1,n} \rho_{ij} \cdot E_i \cdot E_j}$$

con:

$$\rho_{ij} = \frac{8\xi^2 \cdot (1 + \beta_{ij}) \cdot \beta_{ij}^{\frac{3}{2}}}{(1 - \beta_{ij}^2)^2 + 4\xi^2 \cdot \beta_{ij} \cdot (1 + \beta_{ij}^2)} \quad \beta_{ij} = \frac{\omega_i}{\omega_j}$$

dove:

- n è il numero di modi di vibrazione considerati
- ξ è il coefficiente di smorzamento viscoso equivalente espresso in percentuale;
- β_{ij} è il rapporto tra le frequenze di ciascuna coppia i-j di modi di vibrazione.

Le sollecitazioni derivanti da tali azioni sono state composte poi con quelle derivanti da carichi verticali, orizzontali non sismici secondo le varie combinazioni di carico probabilistiche. Il calcolo è stato effettuato mediante un programma agli elementi finiti le cui caratteristiche verranno descritte nel seguito.

Il calcolo degli effetti dell'azione sismica è stato eseguito con riferimento alla struttura spaziale, tenendo cioè conto degli elementi interagenti fra loro secondo l'effettiva realizzazione escludendo i tamponamenti. Non ci sono approssimazioni su tetti inclinati, piani sfalsati o scale, solette, pareti irrigidenti e nuclei.

Si è tenuto conto delle deformabilità taglianti e flessionali degli elementi monodimensionali; pareti, setti, solette sono stati correttamente schematizzati tramite elementi finiti a tre/quattro nodi con comportamento sia a piastra che a lastra.

Sono stati considerati sei gradi di libertà per nodo; in ogni nodo della struttura sono state applicate le forze sismiche derivanti dalle masse circostanti.

Le sollecitazioni derivanti da tali forze sono state poi combinate con quelle derivanti dagli altri carichi come prima specificato.

6.5 Combinazione delle componenti dell'azione sismica

Il sisma viene convenzionalmente considerato come agente separatamente in due direzioni tra loro ortogonali prefissate; per tenere conto che nella realtà il moto del terreno durante l'evento sismico ha direzione casuale e in accordo con le prescrizioni normative, per ottenere l'effetto complessivo del sisma, a partire dagli effetti delle direzioni calcolati separatamente, si è provveduto a sommare i massimi ottenuti in una direzione con il 30% dei massimi ottenuti per l'azione applicata nell'altra direzione. L'azione sismica verticale è stata considerata in presenza di elementi pressoché orizzontali con luce superiore a 20 m, di elementi principali precompressi o di elementi a mensola.

6.6 Eccentricità accidentali

Per valutare le eccentricità accidentali, previste in aggiunta all'eccentricità effettiva sono state considerate condizioni di carico aggiuntive ottenute applicando l'azione sismica nelle posizioni del centro di massa di ogni piano ottenute traslando gli stessi, in ogni direzione considerata, di una distanza pari a +/- 5% della dimensione massima del piano in direzione perpendicolare all'azione sismica.

7 - AZIONI SULLA STRUTTURA

I calcoli e le verifiche sono condotti con il metodo semiprobabilistico degli stati limite secondo le indicazioni del D.M. 14 gennaio 2008.

I carichi agenti del vento, sull'ombrello porta lampada sono stati assegnati considerando l'area di ingombro come vuoto per pieno

Su tutti gli elementi strutturali è inoltre possibile applicare direttamente ulteriori azioni concentrate e/o distribuite (variabili con legge lineare ed agenti lungo tutta l'asta o su tratti limitati di essa).

Le azioni introdotte direttamente sono combinate con le altre (carichi permanenti, accidentali e sisma) mediante le combinazioni di carico di seguito descritte; da esse si ottengono i valori probabilistici da impiegare successivamente nelle verifiche.

7.1 Stato Limite di Salvaguardia della Vita

Le azioni sulla costruzione sono state cumulate in modo da determinare condizioni di carico tali da risultare più sfavorevoli ai fini delle singole verifiche, tenendo conto della probabilità ridotta di intervento simultaneo di tutte le azioni con i rispettivi valori più sfavorevoli, come consentito dalle norme vigenti.

Per gli stati limite ultimi sono state adottate le combinazioni del tipo:

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

dove:

G_1 rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi strutturali; peso proprio del terreno, quando pertinente; forze indotte dal terreno (esclusi gli effetti di carichi variabili applicati al terreno); forze risultanti dalla pressione dell'acqua (quando si configurino costanti nel tempo);

G_2 rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;

P rappresenta pretensione e precompressione;

Q azioni sulla struttura o sull'elemento strutturale con valori istantanei che possono risultare sensibilmente diversi fra loro nel tempo:

- di lunga durata: agiscono con un'intensità significativa, anche non continuativamente, per un tempo non trascurabile rispetto alla vita nominale della struttura;

- di breve durata: azioni che agiscono per un periodo di tempo breve rispetto alla vita nominale della struttura;

Q_{ki} rappresenta il valore caratteristico della i -esima azione variabile;

$\gamma_g, \gamma_q, \gamma_p$ coefficienti parziali come definiti nella tabella 2.6.I del DM 14 gennaio 2008;

ψ_{0i} sono i coefficienti di combinazione per tenere conto della ridotta probabilità di concomitanza delle azioni variabili con i rispettivi valori caratteristici.

Le 4 combinazioni risultanti sono state costruite a partire dalle sollecitazioni caratteristiche calcolate per ogni condizione di carico elementare: ciascuna condizione di carico accidentale, a rotazione, è stata

considerata sollecitazione di base (Q_{1k} nella formula precedente).

I coefficienti relativi a tali combinazioni di carico sono riportati negli allegati tabulati di calcolo.

In zona sismica, oltre alle sollecitazioni derivanti dalle generiche condizioni di carico statiche, devono essere considerate anche le sollecitazioni derivanti dal sisma. L'azione sismica è stata combinata con le altre azioni secondo la seguente relazione:

$$G_1 + G_2 + P + E + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

dove:

E azione sismica per lo stato limite e per la classe di importanza in esame;

G_1 rappresenta peso proprio di tutti gli elementi strutturali;

G_2 rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;

P_K rappresenta pretensione e precompressione;

ψ_{2i} coefficiente di combinazione delle azioni variabili Q_i ;
 Q_{ki} valore caratteristico dell'azione variabile Q_i ;

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

$$G_K + \sum_i (\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$$

I valori dei coefficienti ψ_{2i} sono riportati nella seguente tabella:

Categoria/Azione	ψ_{2i}
Categoria A – Ambienti ad uso residenziale	0,3
Categoria B – Uffici	0,3
Categoria C – Ambienti suscettibili di affollamento	0,6
Categoria D – Ambienti ad uso commerciale	0,6
Categoria E – Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	0,8
Categoria F – Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,6
Categoria G – Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,3
Categoria H – Coperture	0,0
Vento	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,2
Variazioni termiche	0,0

Le verifiche strutturali e geotecniche, come definite al punto 2.6.1 del D.M. 14 gennaio 2008, sono state effettuate con l'approccio 2 come definito al citato punto, definito sinteticamente come (A1+M1+R3); le azioni sono state amplificate tramite i coefficienti della colonna A1 definiti nella tabella 6.2.I del D.M. 14 gennaio 2008, i valori di resistenza del terreno sono stati considerati al loro valore caratteristico (coefficienti M1 della tabella 2.6.II tutti unitari), i valori calcolati delle resistenze totali dell'elemento strutturale sono stati divisi per R3 nelle verifiche di tipo GEO.

Si è quindi provveduto a progettare e a verificare ogni elemento strutturale per ciascuno dei valori ottenuti secondo le modalità precedentemente illustrate. Nella sezione relativa alle verifiche dei "Tabulati di calcolo" in allegato sono riportati, per brevità, i valori delle sollecitazioni relative alla combinazione cui corrisponde il minimo valore del coefficiente di sicurezza.

7.2 Stato Limite di Danno

L'azione sismica, ottenuta dallo spettro di progetto per lo Stato Limite di Danno, è stata combinata con le altre azioni mediante una relazione del tutto analoga alla precedente:

$$G_1 + G_2 + P + E + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

dove:

E azione sismica per lo stato limite e per la classe di importanza in esame;
 G_1 rappresenta peso proprio di tutti gli elementi strutturali;
 G_2 rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi non strutturali
 P_K rappresenta pretensione e precompressione;

ψ_{2i} coefficiente di combinazione delle azioni variabili Q_i ;
 Q_{ki} valore caratteristico dell'azione variabile Q_i ;

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

$$G_K + \sum_i (\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$$

I valori dei coefficienti ψ_{2i} sono riportati nella tabella di cui allo SLV.

7.3 Stati Limite di Esercizio

Allo Stato Limite di Esercizio le sollecitazioni con cui sono state progettati e verificati i vari elementi strutturali sono state ricavate applicando le formule riportate nel D.M. 14 gennaio 2008 - Norme tecniche per le costruzioni - al punto 2.5.3. Per le verifiche agli stati limite di esercizio, a seconda dei casi, si fa riferimento alle seguenti combinazioni di carico:

combinazione rara
$$F_d = \sum_{j=1}^m (G_{Kj}) + Q_{k1} + \sum_{i=2}^n (\psi_{0i} \cdot Q_{ki}) + \sum_{h=1}^l (P_{kh})$$

combinazione frequente
$$F_d = \sum_{j=1}^m (G_{Kj}) + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum_{i=2}^n (\psi_{2i} \cdot Q_{ki}) + \sum_{h=1}^l (P_{kh})$$

combinazione quasi permanente
$$F_d = \sum_{j=1}^m (G_{Kj}) + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \sum_{i=2}^n (\psi_{2i} \cdot Q_{ki}) + \sum_{h=1}^l (P_{kh})$$

dove:

- G_{kj} valore caratteristico della j-esima azione permanente;
- P_{kh} valore caratteristico della h-esima deformazione impressa;
- Q_{kl} valore caratteristico dell'azione variabile di base di ogni combinazione;
- Q_{ki} valore caratteristico della i-esima azione variabile;
- ψ_{0i} coefficiente atto a definire i valori delle azioni ammissibili di durata breve ma ancora significativi nei riguardi della possibile concomitanza con altre azioni variabili;
- ψ_{1i} coefficiente atto a definire i valori delle azioni ammissibili ai frattili di ordine 0,95 delle distribuzioni dei valori istantanei;
- ψ_{2i} coefficiente atto a definire i valori quasi permanenti delle azioni ammissibili ai valori medi delle distribuzioni dei valori istantanei.

Ai coefficienti ψ_{0i} , ψ_{1i} , ψ_{2i} sono attribuiti i seguenti valori:

Azione	ψ_{0i}	ψ_{1i}	ψ_{2i}
Categoria A – Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B – Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C – Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D – Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E – Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F – Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G – Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H – Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0

Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

In maniera analoga a quanto già illustrato nel caso dello SLU le combinazioni risultanti sono state costruite a partire dalle sollecitazioni caratteristiche calcolate per ogni condizione di carico; a turno ogni condizione

di carico accidentale è stata considerata sollecitazione di base (Q_{1k} nella formula (1)), con ciò dando origine a tanti valori combinati. Per ognuna delle combinazioni ottenute, in funzione dell'elemento (trave, pilastro, etc...) sono state effettuate le verifiche allo SLE (tensioni, deformazioni e fessurazione).

Negli allegati tabulati di calcolo sono riportanti i coefficienti relativi alle combinazioni di calcolo generate relativamente alle combinazioni di azioni "Quasi Permanente" (1), "Frequente" (1) e "Rara" (1).

Nelle sezioni relative alle verifiche allo SLE dei citati tabulati, inoltre, sono riportati i valori delle sollecitazioni relativi alle combinazioni che hanno originato i risultati più gravosi.

8 - CODICE DI CALCOLO IMPIEGATO

8.1 Denominazione

Nome del Software	EdiLus
Versione	20.00
Caratteristiche del Software	Software per il calcolo di strutture agli elementi finiti per Windows
Produzione e Distribuzione	ACCA software S.p.A. Via Michelangelo Cianciulli 83048 Montella (AV) Tel. 0827/69504 r.a. - Fax 0827/601235 e-mail: info@acca.it - Internet: www.acca.it

8.2 Sintesi delle funzionalità generali

Il pacchetto consente di modellare la struttura, di effettuare il dimensionamento e le verifiche di tutti gli elementi strutturali e di generare gli elaborati grafici esecutivi.

È una procedura integrata dotata di tutte le funzionalità necessarie per consentire il calcolo completo di una struttura mediante il metodo degli elementi finiti (FEM); la modellazione della struttura è realizzata tramite elementi Beam (travi e pilastri) e Shell (platee, pareti, solette).

L'input della struttura avviene per oggetti (travi, pilastri, solai, solette, pareti, etc.) in un ambiente grafico integrato; il modello di calcolo agli elementi finiti, che può essere visualizzato in qualsiasi momento in una apposita finestra, viene generato dinamicamente dal software.

Apposite funzioni consentono la creazione e la manutenzione di archivi Sezioni, Materiali e Carichi; tali archivi sono generali, nel senso che sono creati una tantum e sono pronti per ogni calcolo, potendoli comunque integrare/modificare in ogni momento.

L'utente non può modificare il codice ma soltanto eseguire delle scelte come:

- definire i vincoli di estremità per ciascuna asta (vincoli interni) e gli eventuali vincoli nei nodi (vincoli esterni);
- modificare i parametri necessari alla definizione dell'azione sismica;
- definire condizioni di carico;
- definire gli impalcati come rigidi o meno.

Il programma è dotato di un manuale tecnico ed operativo. L'assistenza è effettuata direttamente dalla casa produttrice, mediante linea telefonica o e-mail.

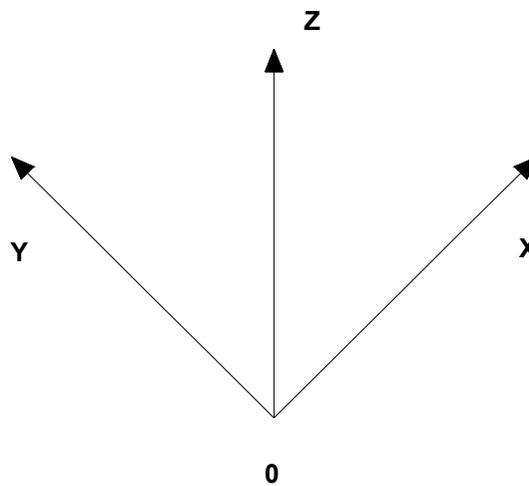
Il calcolo si basa sul solutore agli elementi finiti MICROSAP prodotto dalla società TESYS srl. La scelta di tale codice è motivata dall'elevata affidabilità dimostrata e dall'ampia documentazione a disposizione, dalla quale risulta la sostanziale uniformità dei risultati ottenuti su strutture standard con i risultati internazionalmente accettati ed utilizzati come riferimento.

Tutti i risultati del calcolo sono forniti, oltre che in formato numerico, anche in formato grafico permettendo così di evidenziare agevolmente eventuali incongruenze.

Il programma consente la stampa di tutti i dati di input, dei dati del modello strutturale utilizzato, dei risultati del calcolo e delle verifiche dei diagrammi delle sollecitazioni e delle deformate.

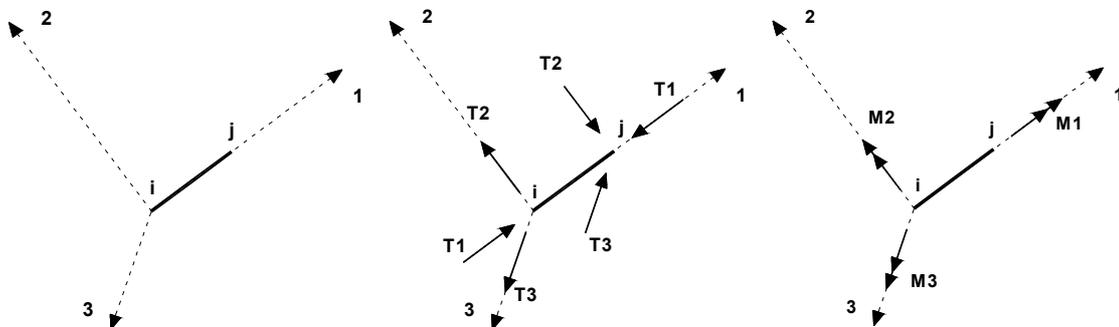
8.3 Sistemi di Riferimento

8.3.1 Riferimento globale



Il sistema di riferimento globale, rispetto al quale va riferita l'intera struttura, è costituito da una terna di assi cartesiani sinistrorsa OXYZ (X,Y, e Z sono disposti e orientati rispettivamente secondo il pollice, l'indice ed il medio della mano destra, una volta posizionati questi ultimi a 90° tra loro).

8.3.2 Riferimento locale per travi



L'elemento Trave è un classico elemento strutturale in grado di ricevere Carichi distribuiti e Carichi Nodali applicati ai due nodi di estremità; per effetto di tali carichi nascono, negli estremi, sollecitazioni di taglio, sforzo normale, momenti flettenti e torcenti.

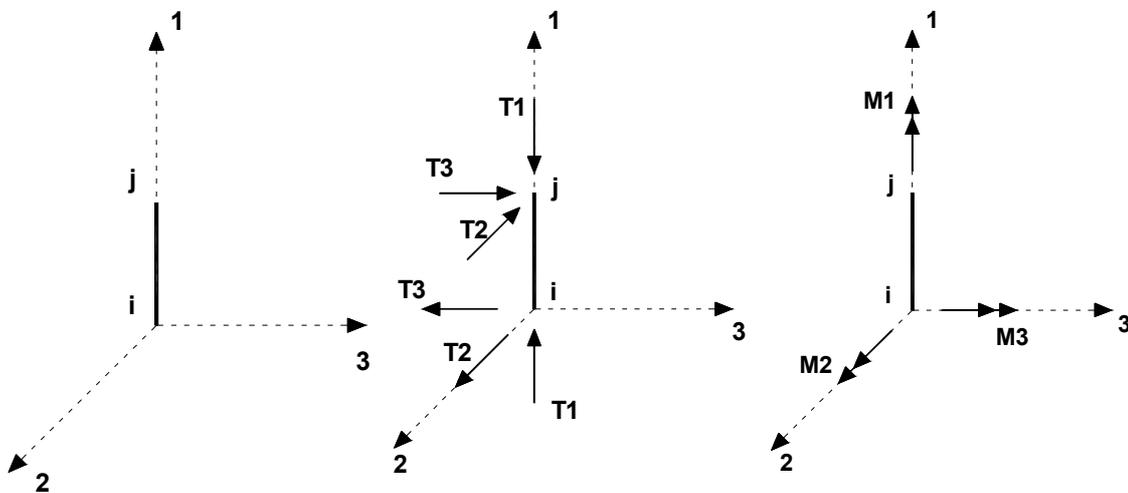
Definiti i e j i nodi iniziale e finale della Trave, viene individuato un sistema di assi cartesiani 1-2-3 locale all'elemento, con origine nel Nodo i così composto:

- asse 1 orientato dal nodo i al nodo j ;
- assi 2 e 3 appartenenti alla sezione dell'elemento e coincidenti con gli assi principali d'inerzia della sezione stessa.

Le sollecitazioni verranno fornite in riferimento a tale sistema di riferimento:

- Sollecitazione di Trazione o Compressione $T1$ (agente nella direzione i - j);
- Sollecitazioni taglianti $T2$ e $T3$, agenti nei due piani 1-2 e 1-3, rispettivamente secondo l'asse 2 e l'asse 3;
- Sollecitazioni che inducono flessione nei piani 1-3 e 1-2 ($M2$ e $M3$);
- Sollecitazione torcente $M1$.

8.3.3 Riferimento locale per pilastri



Definiti i e j come i due nodi iniziale e finale del pilastro, viene individuato un sistema di assi cartesiani 1-2-3 locale all'elemento, con origine nel Nodo i così composto:

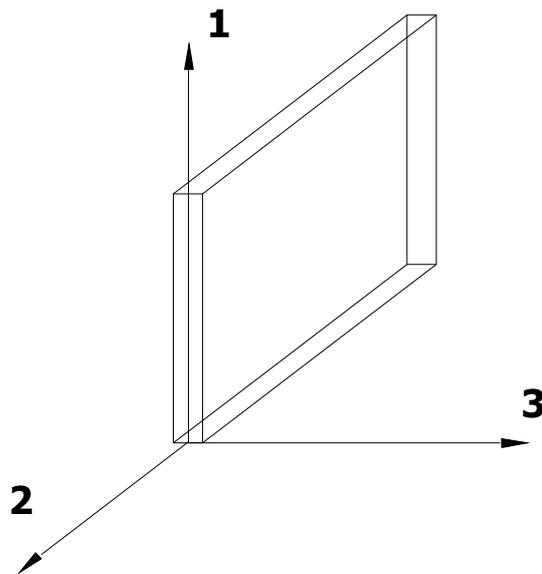
- asse 1 orientato dal nodo i al nodo j ;
- asse 2 perpendicolare all' asse 1, parallelo e discorde all'asse globale Y;
- asse 3 che completa la terna destrorsa, parallelo e concorde all'asse globale X.

Tale sistema di riferimento è valido per Pilastri con angolo di rotazione pari a '0' gradi; una rotazione del pilastro nel piano XY ha l'effetto di ruotare anche tale sistema (ad es. una rotazione di '90' gradi porterebbe l'asse 2 a essere parallelo e concorde all'asse X, mentre l'asse 3 sarebbe parallelo e concorde all'asse globale Y). La rotazione non ha alcun effetto sull'asse 1 che coinciderà sempre e comunque con l'asse globale Z.

Per quanto riguarda le sollecitazioni si ha:

- una forza di trazione o compressione $T1$, agente lungo l'asse locale 1;
- due forze taglianti $T2$ e $T3$ agenti lungo i due assi locali 2 e 3;
- due vettori momento (flettente) $M2$ e $M3$ agenti lungo i due assi locali 2 e 3;
- un vettore momento (torcente) $M1$ agente lungo l'asse locale nel piano 1.

8.3.4 Riferimento locale per pareti



Una parete è costituita da una sequenza di setti; ciascun setto è caratterizzato da un sistema di riferimento locale 1-2-3 così individuato:

- asse 1, coincidente con l'asse globale Z;
- asse 2, parallelo e discorde alla linea d'asse della traccia del setto in pianta;
- asse 3, ortogonale al piano della parete, che completa la terna levogira.

Su ciascun setto l'utente ha la possibilità di applicare uno o più carichi uniformemente distribuiti comunque orientati nello spazio; le componenti di tali carichi possono essere fornite, a discrezione dell'utente, rispetto al riferimento globale XYZ oppure rispetto al riferimento locale 123 appena definito.

Si rende necessario, a questo punto, meglio precisare le modalità con cui EdiLus restituisce i risultati di calcolo.

Nel modello di calcolo agli elementi finiti ciascun setto è discretizzato in una serie di elementi tipo "shell" interconnessi; il solutore agli elementi finiti integrato nel programma EdiLus, definisce un riferimento locale per ciascun elemento shell e restituisce i valori delle tensioni esclusivamente rispetto a tali riferimenti.

Il software EdiLus provvede ad omogeneizzare tutti i valori riferendoli alla terna 1-2-3. Tale operazione consente, in fase di input, di ridurre al minimo gli errori dovuti alla complessità d'immissione dei dati stessi ed allo stesso tempo di restituire all'utente dei risultati facilmente interpretabili.

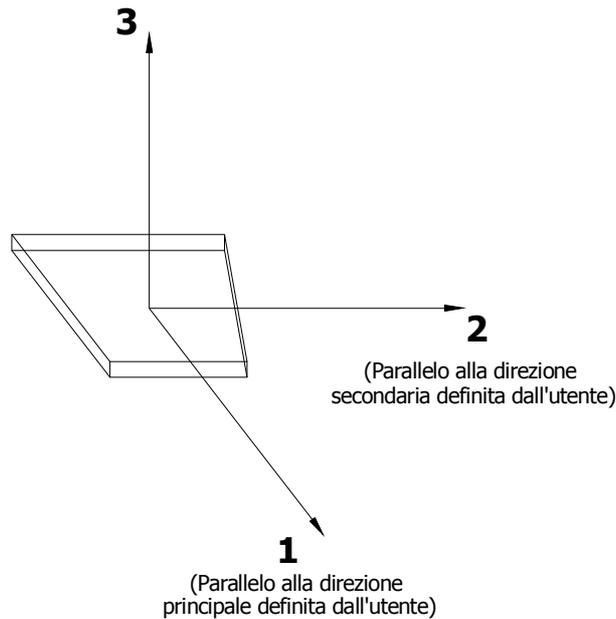
Tutti i dati cioè, sia in fase di input che in fase di output, sono organizzati secondo un criterio razionale vicino al modo di operare del tecnico e svincolato dal procedimento seguito dall'elaboratore elettronico.

In tal modo ad esempio, il significato dei valori delle tensioni può essere compreso con immediatezza non solo dal progettista che ha operato con il programma ma anche da un tecnico terzo non coinvolto nell'elaborazione; entrambi, così, potranno controllare con facilità dal tabulato di calcolo, la congruità dei valori riportati.

Un'ultima notazione deve essere riservata alla modalità con cui il programma fornisce le armature delle pareti, con riferimento alla faccia anteriore e posteriore.

La faccia anteriore è quella di normale uscente concorde all'asse 3 come prima definito o, identicamente, quella posta alla destra dell'osservatore che percorre il bordo superiore della parete concordemente al verso di tracciamento.

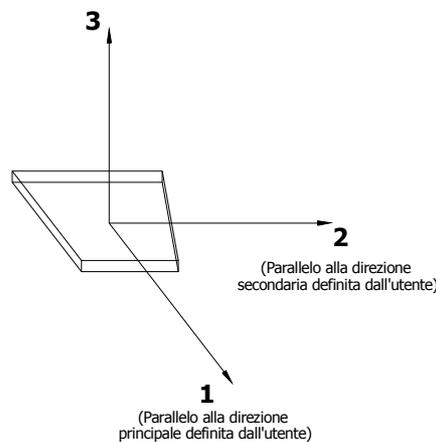
8.3.5 Riferimento locale per solette



In maniera analoga a quanto avviene per i setti, ciascuna soletta è caratterizzata da un sistema di riferimento locale 1,2,3 così definito:

- asse 1, coincidente con la direzione principale di armatura;
- asse 2, coincidente con la direzione secondaria di armatura;
- asse 3, ortogonale al piano della parete, che completa la terna levogira.

8.3.6 Riferimento locale per platee



Anche per le platee, analogamente a quanto descritto per le solette, è definito un sistema di riferimento locale 1,2,3:

- asse 1, coincidente con la direzione principale di armatura;
- asse 2, coincidente con la direzione secondaria di armatura;
- asse 3, ortogonale al piano della parete, che completa la terna levogira.

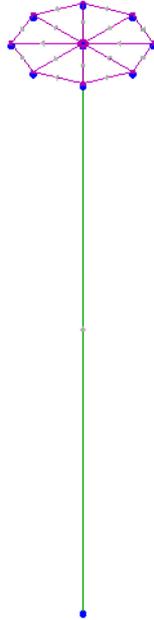
8.4 Modello di Calcolo

Il modello della struttura viene creato automaticamente dal codice di calcolo, individuando i vari elementi strutturali e fornendo le loro caratteristiche geometriche e meccaniche.

Viene definita un'opportuna numerazione degli elementi (nodi, aste, shell) costituenti il modello, al fine di individuare celermente ed univocamente ciascun elemento nei tabulati di calcolo.

Qui di seguito è fornita una rappresentazione grafica dettagliata della discretizzazione operata con evidenziazione dei nodi e degli elementi.

Vista Anteriore



Dalle illustrazioni precedenti si evince come le aste, sia travi che pilastri, siano schematizzate con un tratto flessibile centrale e da due tratti (braccetti) rigidi alle estremità. I nodi vengono posizionati sull'asse verticale dei pilastri, in corrispondenza dell'estradosso della trave più alta che in esso si collega. Tramite i braccetti i tratti flessibili sono quindi collegati ad esso.

In questa maniera il nodo risulta perfettamente aderente alla realtà poiché vengono presi in conto tutti gli eventuali disassamenti degli elementi con gli effetti che si possono determinare, quali momenti flettenti/torcenti aggiuntivi.

Le sollecitazioni vengono determinate, com'è corretto, solo per il tratto flessibile. Sui tratti rigidi, infatti, essendo (teoricamente) nulle le deformazioni le sollecitazioni risultano indeterminate.

Questa schematizzazione dei nodi viene automaticamente realizzata dal programma anche quando il nodo sia determinato dall'incontro di più travi senza il pilastro, o all'attacco di travi/pilastri con elementi shell.

8.5 Progetto e Verifica degli elementi strutturali

La verifica degli elementi allo SLU avviene col seguente procedimento:

- si costruiscono le combinazioni in base al D.M. 14.01.2008, ottenendo un insieme di sollecitazioni;
- si combinano tali sollecitazioni con quelle dovute all'azione del sisma (nel caso più semplice si hanno altre quattro combinazioni, nel caso più complesso una serie di altri valori).
- per sollecitazioni semplici (flessione retta, taglio, etc.) si individuano i valori minimo e massimo con cui progettare o verificare l'elemento considerato; per sollecitazioni composte (presso-tenso flessione retta/deviata) vengono eseguite le verifiche per tutte le possibili combinazioni e solo a seguito di ciò si individua quella che ha originato il minimo coefficiente di sicurezza.

8.5.1 Verifiche di Resistenza

Per quanto concerne la verifica degli elementi in acciaio, le verifiche effettuate per ogni elemento dipendono dalla funzione dell'elemento nella struttura. Ad esempio, elementi con prevalente comportamento assiale (controventi o appartenenti a travature reticolari) sono verificate a trazione e/o compressione; elementi con funzioni portanti nei confronti dei carichi verticali sono verificati a Pressoflessione retta e Taglio; elementi con funzioni resistenti nei confronti di azioni orizzontali sono verificati a pressoflessione deviata e taglio oppure a sforzo normale se hanno la funzione di controventi.

Le verifiche allo SLU sono effettuate sempre controllando il soddisfacimento della relazione:

$$R_d \geq S_d$$

dove R_d è la resistenza calcolata come rapporto tra R_k (resistenza caratteristica del materiale) e γ , coefficiente di sicurezza, mentre S_d è la generica sollecitazione di progetto calcolata considerando tutte le Combinazioni di Carico per lo Stato Limite esaminato.

La resistenza viene determinata, in funzione della Classe di appartenenza della Sezione metallica, col metodo Elastico o Plastico (vedi par. 4.2.3.2 del D.M. 14 gennaio 2008).

Viene portato in conto l'indebolimento causato dall'eventuale presenza di fori.

Le verifiche effettuate sono quelle previste al punto 4.2.4.1.2 ed in particolare:

- Verifiche di Trazione
- Verifiche di Compressione
- Verifiche di Flessione Monoassiale
- Verifiche di Taglio (considerando l'influenza della Torsione) assiale e biassiale.
- Verifiche per contemporanea presenza di Flessione e Taglio
- Verifiche per PressoFlessione retta e biassiale

Nei tabulati, per ogni tipo di Verifica e per ogni elemento interessato dalla Verifica, sono riportati i valori delle resistenze e delle sollecitazioni che hanno dato il minimo coefficiente di sicurezza, calcolato generalmente come:

$$C_s = R_d / S_d.$$

Per quanto concerne il progetto degli elementi in c.a. illustriamo, in dettaglio, il procedimento seguito quando si è in presenza di pressoflessione deviata:

- per tutte le terne M_x , M_y , N , individuate secondo la modalità precedentemente illustrata, si calcola il coefficiente di sicurezza in base alla formula 4.1.10 del D.M. 14 gennaio 2008, effettuando due verifiche a pressoflessione retta; in tale formula, per la generica combinazione, è stato calcolato l'esponente Alfa in funzione della percentuale meccanica dell'armatura e della sollecitazione di sforzo normale agente.
- se per almeno una di queste terne la relazione 4.1.10 non è rispettata, si incrementa l'armatura variando il diametro delle barre utilizzate e/o il numero delle stesse in maniera iterativa fino a quando la suddetta relazione è rispettata per tutte le terne considerate.

Nei tabulati di calcolo, per brevità, non potendo riportare una così grossa mole di dati, si riporta la terna M_x , M_y , N che ha dato luogo al minimo coefficiente di sicurezza.

Per quanto concerne il progetto degli elementi in c.a. illustriamo in dettaglio il procedimento seguito per i pilastri, che sono sollecitati sempre in regime di pressoflessione deviata, e per le travi per le quali non è possibile semiprogettare a pressoflessione retta:

- per tutte le terne M_x , M_y , N , individuate secondo la modalità precedentemente illustrata, si calcola il coefficiente di sicurezza con un procedimento iterativo in base all'armatura adottata;

- se per almeno una di queste terne esso è inferiore all'unità, si incrementa l'armatura variando il diametro delle barre utilizzate e/o il numero delle stesse in maniera iterativa fino a quando il coefficiente di sicurezza risulta maggiore o al più uguale all'unità per tutte le terne considerate.

Nei tabulati di calcolo, per brevità, non potendo riportare una così grossa mole di dati, si riporta la terna M_x , M_y , N che ha dato luogo al minimo coefficiente di sicurezza.

Una volta semiprogettate le armature allo SLU, si procede alla verifica delle sezioni allo Stato Limite di Esercizio con le sollecitazioni derivanti dalle combinazioni rare, frequenti e quasi permanenti; se necessario, le armature vengono integrate per far rientrare le tensioni entro i massimi valori previsti.

Successivamente si procede alle verifiche alla deformazione, quando richiesto, ed alla fessurazione che, come è noto, sono tese ad assicurare la durabilità dell'opera nel tempo.

8.5.2 Verifiche di Instabilità

Per tutti gli elementi strutturali sono state condotte verifiche di stabilità delle membrature secondo le indicazioni del par. 4.2.4.1.3 del D.M. 14 gennaio 2008; in particolare sono state effettuate le seguenti verifiche:

- Verifiche di stabilità per compressione semplice, con controllo della snellezza.
- Verifiche di stabilità per elementi inflessi.
- Verifiche di stabilità per elementi inflessi e compressi.

Le verifiche sono effettuate considerando la possibilità di instabilizzazione flessotorsionale.

Nei tabulati, per ogni tipo di verifica e per ogni elemento strutturale, sono riportati i risultati di tali verifiche.

8.5.3 Verifiche di Deformabilità

Sono state condotte le verifiche definite al par. 4.2.4.2 del D.M. 14 Gennaio 2008 e in particolare si citano:

- Verifiche agli spostamenti verticali per i singoli elementi (par. 4.2.4.2.1).
- Verifiche agli spostamenti laterali per i singoli elementi (par. 4.2.4.2.2).
- Verifiche agli spostamenti per il piano e per l'edificio (par. 4.2.4.2.2).

I relativi risultati sono riportati nei tabulati.

9 - TABULATI DI CALCOLO

CALCOLO DELL'AZIONE DEL VENTO

3) Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)

Zona	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_a [1/s]
3	27	500	0,02
a_s (altitudine sul livello del mare [m])			20
T_R (Tempo di ritorno)			80
$v_b = v_{b,0}$ per $a_s \leq a_0$ $v_b = v_{b,0} + k_a (a_s - a_0)$ per $a_0 < a_s \leq 1500$ m			
\underline{v}_b ($T_R = 50$ [m/s])			27,000
α_R (T_R)			1,02702
v_b (T_R) = $v_b \times \alpha_R$ [m/s]			27,730

p (pressione del vento [N/mq]) = $q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$
q_b (pressione cinetica di riferimento [N/mq])
c_e (coefficiente di esposizione)
c_p (coefficiente di forma)
c_d (coefficiente dinamico)



Pressione cinetica di riferimento

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

q_b [N/mq]	480,58
--------------	--------

Coefficiente di forma

E' il coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico), funzione della tipologia e della geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento. Il suo valore può essere ricavato da dati suffragati da opportuna documentazione o da prove sperimentali in galleria del vento.

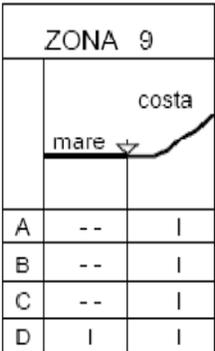
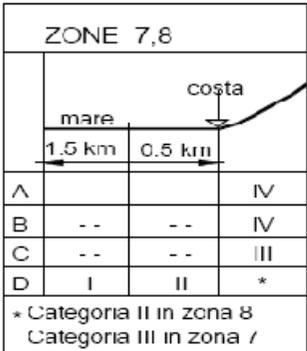
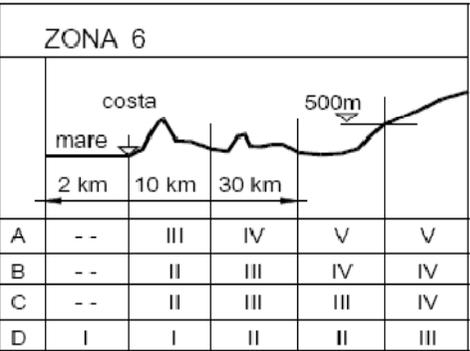
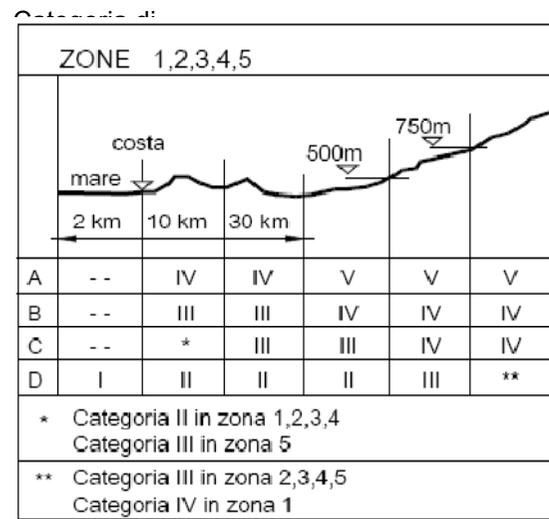
Coefficiente dinamico

Esso può essere assunto autelativamente pari ad 1 nelle costruzioni di tipologia ricorrente, quali gli edifici di forma regolare non eccedenti 80 m di altezza ed i capannoni industriali, oppure può essere determinato mediante analisi specifiche o facendo riferimento a dati di comprovata affidabilità.

Coefficiente di esposizione

Classe di rugosità del terreno

D) Aree prive di ostacoli (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, mare, laghi,....)



Zona	Classe di rugosità	a _s [m]
3	D	20

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

$$C_e(z) = C_e(z_{\min}) \quad \text{per } z < z_{\min}$$

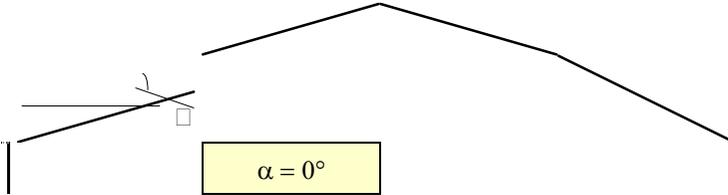
Cat. Esposiz.	k _r	z ₀ [m]	z _{min} [m]	c _t
IV	0,22	0,3	8	1

z [m]	C _e
-------	----------------

0,00 m

$z \leq 8$	1,634
$z = 25$	2,445
$z = 0$	1,634

25,00 m



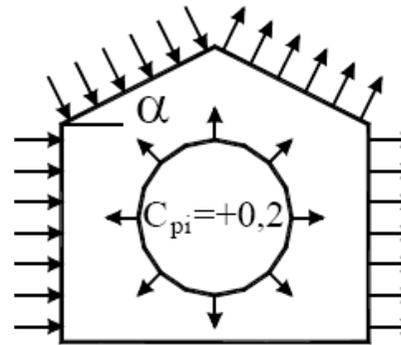
Coefficiente di forma (Edificio aventi una parete con aperture di superficie < 33% di quella totale)

Strutture non stagne

(1)	c_p	p [kN/mq]
	0,60	0,705
(2)	c_p	p [kN/mq]
	-0,60	-0,471
(3)	c_p	p [kN/mq]
	0,60	0,471
(4)	c_p	p [kN/mq]
	0,60	0,705

(2) $c_{pe} = -0,4$ (3) $c_{pe} = 0,4$

(1) $c_{pe} = 0,8$

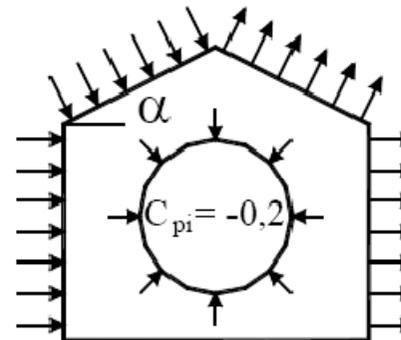


(4) $c_{pe} = 0,4$

(1)	c_p	p [kN/mq]
	1,00	1,175
(2)	c_p	p [kN/mq]
	-0,20	-0,157
(3)	c_p	p [kN/mq]
	0,20	0,157

(2) $c_{pe} = -0,4$ (3) $c_{pe} = 0,4$

(1) $c_{pe} = 0,8$



(4) $c_{pe} = 0,4$

(4)	c_p	p [kN/mq]
	0,20	0,235

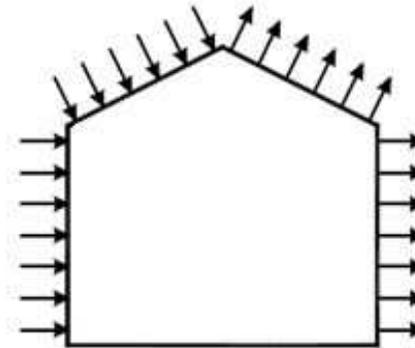
Combinazione più sfavorevole:

	p [kN/mq]
(1)	1,175
(2)	-0,471
(3)	0,471
(4)	0,705

1,175 kN/mq

-0,471 kN/mq

0,471 kN/mq



0,705 kN/mq

N.B. Se p (o c_{pe}) è > 0 il verso è concorde con le frecce delle figure

Si riporta di seguito la sintesi delle caratteristiche della sollecitazione alla base della colonna della torre faro, rispettivamente per la colonna H=25m e H=15m, tali sollecitazioni vengono impiegate per la verifica del plinto di base, e per la verifica dei tirafondi di aggancio.

Sollecitazioni e Verifiche allo S.L.U. TORRE h=25M

Plinto 1	Fondazione
N	105.120
Mx	37.810
My	103.096
Tx	12.000
Ty	844

LEGENDA

N

Mx

My

Tx

Ty

Componenti della sollecitazione [N] / [N·m].

Sollecitazioni e Verifiche allo S.L.U. TORRE h=15M

Plinto 1	Fondazione
N	18.984
Mx	5.875
My	46.908
Tx	9.900
Ty	259

LEGENDA

N

Mx

My

Tx

Ty

Componenti della sollecitazione [N] / [N·m].

PLINTI						
GEOMETRIA						
Dimensioni (cm)	bx	by	Bx	By	<input type="text" value="z p 15 cm"/>	
	83	83	400	400		
Eccentricità pilastro (cm)	ex	ey	Pilastro interno	$\beta = 1,15$		
	0	0				
H plinto (cm)	300					
copriferro (cm)	4					
d (cm)	296					
SOLLECITAZIONI - MATERIALI						
Azioni agenti SLU (KN-KNm)	Nsd	Msdx	Msdy	Mediam. Tozzo		
	105	103	38	Meccanismo tirante-puntone; non necessita verifica a taglio		
Classe CLS (MPa)	Classe	f_{ck} / f_{yk}	f_{cd} / f_{yd}			
	C25/30	25,00	14,17			
Acciaio armatura	B450C	450,00	391,30			
PRESSIONI						
Pressioni sul terreno MPa	σ_1	σ_2	σ_3	σ_4		
	0,104	0,097	0,085	0,078		
ARMATURE						
Armatura min utilizzando la	<input type="text" value="prezisione max"/>	A_{sly}	A_{sly}	M_y, SLU	M_x, SLU	
		1,96	1,70	519,00	510,83	
Armatura a flessione	ϕ mm	passo	su cm	$A_{s,i} \text{ cm}^2$	$A_{s,tot} \text{ cm}^2$	
Aslx	12	30	400	15,07	0,00	
Asly	12	30	400	15,07	0,00	
Armatura a taglio-punzon.	ϕ mm	passo				
Aswx	12	50	400	9,04	0,00	
Aswy	12	50	400	9,04	0,00	
n° ordini armature a taglio	4	25				
inclinazione armature	$\alpha =$	45				
PUNZONAMENTO						
Angolo diffusione sforzi	<input type="text" value="26,6 (EC2/06-NTC/08) 2d"/>					
Perimetro critico cm	Lung tot	Lato 1-2	Lato 2-4	Lato 3-4	Lato 1-3	
	0	0	0	0	0	
Azione di progetto al punzonamento KN	$V_{sd,tot}$	ΔV_{Rd}			$V_{Ed,netta}$	
	120,75	105,59			226,34	

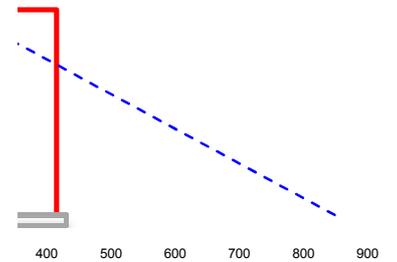
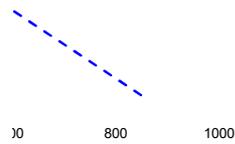
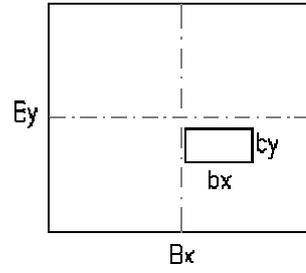
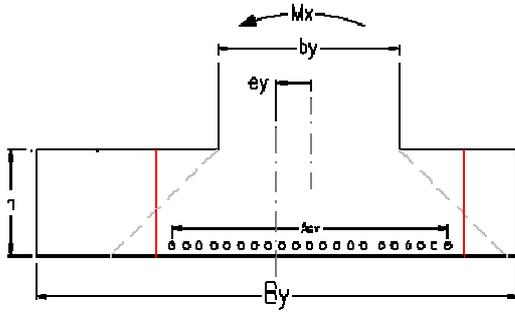
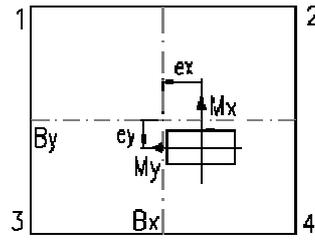
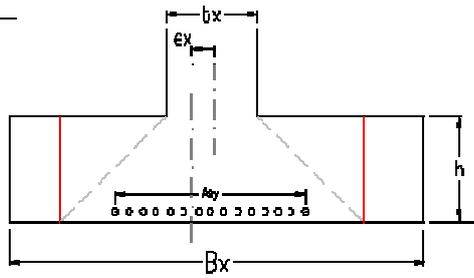
Resist. a punzonam. priva di armatura a taglio KN	k	vmin	ρ_l	σ_{cp}	$V_{Rd,c}$
	1,260	0,247	0,000	0	0,00
Resist. a punzonam. con armatura a taglio KN	d/s_r	$f_{ywd,ef}$	$A_{sw,tot}$	u1	$V_{Rd,cs}$
	11,84	450	0,00	0	0,00
Resistenza max a punzon.	$V_{Rd,max}$	0,00			

GEOTECNICA

Portanza limite del terreno (Brinch-Hansen)

Normativa italiana precedente (coeff sicurezza da Viggiano)

Tipologia di opera	Carichi max di progetto improbabili (ov: edifici civili)			
Tipologia di suolo	Sottosuolo omogeneo (indagini geotecniche approfondite)			
Meccanismo di rottura	Condizioni drenate			
Coeff sicurezza k = 2	<u>DM 88</u>	q_{amm} Mpa	1,264	
<u>NTC 08 Approcio 2 (A1+M1+R3)</u>		q_{lim} Mpa	2,528	
Coeff sicurezza k = 2,3		q_{lim}/k Mpa	1,099	



Caratteristiche terreno		Azioni sollecitanti		Coefficienti correttivi			Meccanismo di rottura	
γ KN/m ³	19	N_{sd} KN	1665,00	Nq	Nc	N γ	E Mpa	450
q KN/m ²	0	M_{x,sd} KNm	103,00	18,40	30,14	20,09	v Mpa	0,4
φ	30	e ^(By) cm	6,19	sq	sc	s γ	G Mpa	160,71
Ka	0,33	B'y cm	387,63	1,50	1,53	0,70	G Mpa	200
Kp	3,00	M_{y,sd} KNm	38,00	dq	dc	\square	σ MPa	0,095
B' cm	387,63	e ^(Bx) cm	2,28	1,22	1,24		lr	128,62991
L' cm	395,44	B'x cm	395,44	iq	ic	i γ	lr,crit	69,63
D cm	300	H KN	0,00	1,00	1,00	1,00	Rottura generale	
c	1,5			bq	bc	b γ	$\psi\gamma$	1,00
α	0			1,00	1,00	1,00	ψq	1,00
ω	0			gq	gc	g γ	ψc	1,00
				1,00	1,00	1,00	kw MPa	1,3392857

si verifica nei terreni poco compressibili (sabbie addensate, argille consistenti)

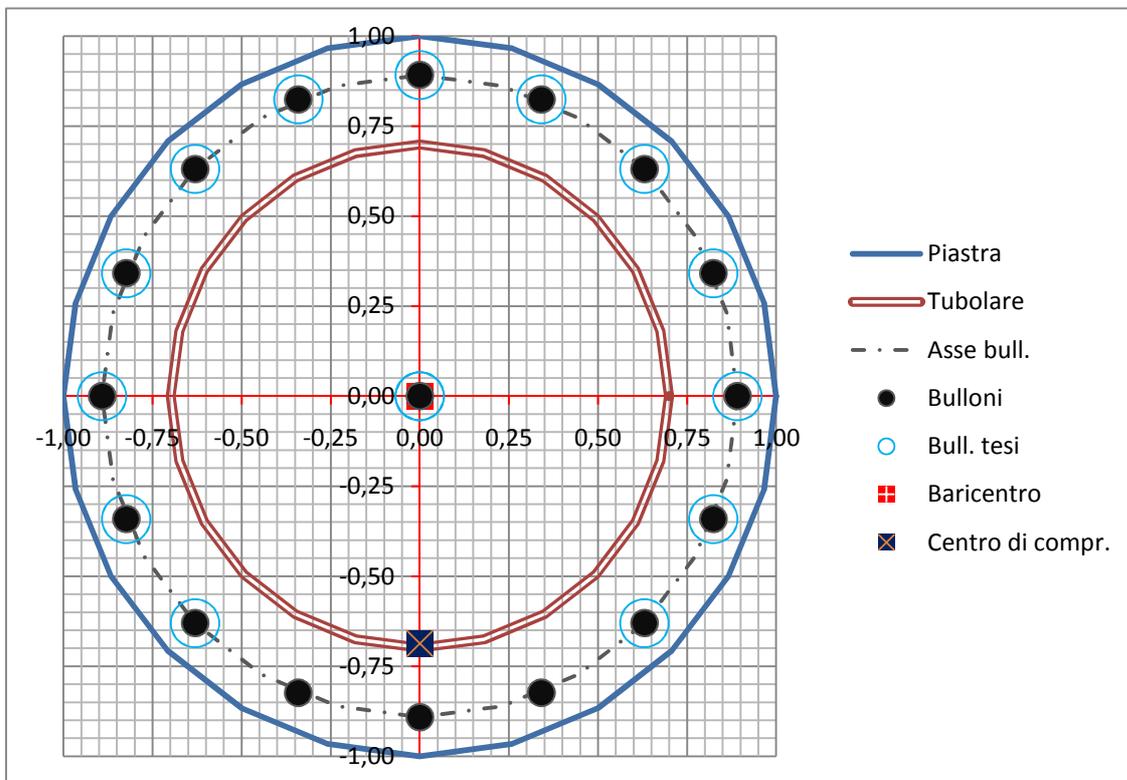
VERIFICA DELLE PIASTRE DI BASE CIRCOLARI PER COLONNE TUBOLARI H=25m

Materiali utilizzati		
Valore di snervamento dell'acciaio della colonna	$f_{yk,c}$	355 [N/mm ²]
Valore di rottura dell'acciaio della colonna	$f_{uk,c}$	510 [N/mm ²]
Valore di snervamento dell'acciaio dei tirafondi	$f_{yk,t}$	355 [N/mm ²]
Valore di rottura dell'acciaio dei tirafondi	$f_{uk,t}$	510 [N/mm ²]
Valore di snervamento dell'acciaio della piastra	$f_{yk,b}$	335 [N/mm ²]
Valore di rottura dell'acciaio della piastra	$f_{uk,b}$	470 [N/mm ²]
Coefficienti di sicurezza		
Coefficiente di sicurezza per le sezioni lorde	γ_{M0}	1,05 [-]
Coefficiente di sicurezza per sezioni nette e per i tirafondi	γ_{M2}	1,25 [-]
Caratteristiche geometriche		
Diametro esterno della colonna tubolare	$d_{c,ext}$	580,00 [mm]
Spessore della colonna tubolare	t_c	10,00 [mm]
Diametro interno della colonna tubolare	$d_{c,int}$	560 [mm ²]
Area della sezione trasversale	A_c	17907 [mm ²] 72747512
Momento d'inerzia della sezione trasversale	I_c	9 [mm ⁴]
Modulo di resistenza elastico	$W_{el,c}$	2508535 [mm ³]
Modulo di resistenza plastico	$W_{pl,c}$	3249333 [mm ³]
Classificazione della sezione	$d_{c,ext}/t_c$	58 [-]
	ε	0,81 [-]
	CL	Classe 3 [-]

Momento resistente della colonna	$M_{Rd,c}$	848,12	[kNm]
25% del momento resistente	$25\%M_{Rd,c}$	212,03	[kNm]
Sollecitazioni di progetto			
Forza assiale (positiva se di compressione)	$N_{Ed,c}$	105,00	[kN]
Forza assiale (negativa se di trazione)	$N_{Ed,t}$		[kN]
Momento flettente di progetto	M_{Ed}	103,00	[kNm]
Tensione massima nei tirafondi (da Gelfi)	σ_t	79,51	[N/mm ²]
Tasso di lavoro della colonna per pura flessione	ρ_c	0,12	[-]
Verifica di resistenza dei tirafondi			
Diametro dei tirafondi	ϕ_t	36,00	[mm]
Area della sezione lorda del tirafondo	A_t	1018	[mm ²]
Area della sezione netta del tirafondo	$A_{t,netta}$	794	[mm ²]
Resistenza della sezione lorda	$N_{pl,Rd}$	344,14	[kN]
Resistenza della sezione netta	$N_{u,Rd}$	291,54	[kN]
Resistenza minima del tirafondo	$N_{min,Rd}$	291,54	[kN]
Sollecitazione nel tirafondo	$N_{t,Ed}$	80,93	[kN]
Tasso di lavoro del tirafondo	ρ_t	0,28	[-]
Resistenza della piastra lato tirafondi			
Distanza tra la colonna ed il tirafondo	s	80,00	[mm]
Spessore della piastra di base	t_b	40,00	[mm]
Larghezza efficace della piastra di base	b_{eff}	196	[mm]
Modulo di resistenza plastico della piastra	$W_{pl,b}$	78400	[mm ³]
VERIFICA DELLE PIASTRE DI BASE CIRCOLARI PER COLONNE TUBOLARI			
Momento resistente della piastra di base	$M_{pl,Rd}$	25,01	[kNm]
Momento sollecitante della piastra di base	$M_{b,Ed}$	23,32	[kNm]
Tasso di lavoro della piastra di base	$\rho_{b,t}$	0,93	[-]
Resistenza della piastra lato calcestruzzo			
Diametro della piastra di base	d_b	830,00	[mm]
Resistenza del grout sotto la piastra	f_{jd}	20,00	[N/mm ²]
Coefficiente di ripartizione	c	92	[mm]
Diametro effettivo esterno	$d_{b,eff,ext}$	764,48	[mm]
Diametro effettivo interno	$d_{b,eff,int}$	375,52	[mm]
Considerare o meno la ripartizione interna		si	[-]
Area efficace della piastra di base	$A_{c,eff}$	348251	[mm ²]
Resistenza efficace del grout al di sotto della piastra	$N_{j,Rd}$	6965	[kN]
Forza assiale (positiva se di compressione)	N_{Ed}	105	[kN]
Tasso di lavoro del grout	ρ_j	0,02	[-]
Distanza tra bordo piastra e bordo colonna	s_b	125	[mm]

Ripartizione effettiva	C_{eff}	92 [mm]
Modulo di resistenza plastico della piastra	$W_{pl,b}$	400 [mm ³ /mm]
Momento resistente della piastra di base	$M_{pl,Rd}$	0,128 [kNm/m]
Momento sollecitante della piastra di base	$M_{b,Ed}$	0,085 [kNm/m]
Tasso di lavoro della piastra di base	$\rho_{b,c}$	0,67 [-]
APPROCCIO PLASTICO - EC.3 - 1 - 8		
Resistenza a pura compressione		
Area efficace della piastra di base	$A_{c,eff}$	348251 [mm ²]
Resistenza a pura compressione	$N_{c,Rd}$	6965 [kN]
Resistenza a pura trazione		
Numero complessivo dei tirafondi	n_t	16,00 [mm]
Lunghezza del tirafondo	L_t	1550,00 [mm]
Distanza dal bordo del getto	a_t	300,00 [mm]
Resistenza caratteristica cubica del cls della fondazione	R_{ck}	30,00 [N/mm ²]
Resistenza caratteristica cilindrica	f_{ck}	24,90 [N/mm ²]
Resistenza caratteristica a trazione	f_{ctk}	1,79 [N/mm ²]
Fattore η	η	0,96 [-]
Resistenza di aderenza di calcolo	f_{bd}	2,58 [N/mm ²]
Resistenza minima a trazione del tirafondo	$F_{t,Rd}$	291,54 [kN]
Resistenza di aderenza del tirafondo	$F_{t,bond,Rd}$	192,87 [kN]
<i>Presenza o meno della rosetta</i>		no [-]
Tensione di contatto per pura compressione (Ballio)	$f_{c,d}$	20 [N/mm ²]
Diametro della rosetta	$d_{rosetta}$	120,00 [mm]
Coefficiente di efficacia della rosetta (Ballio)	$\alpha_{rosetta}$	0,80 [-]
Area della rosetta	$A_{rosetta}$	11310 [mm ²]
Resistenza per contatto della rosetta	$N_{Rd,rosetta}$	0,00 [kN]
Resistenza complessiva di aderenza	$F_{Rd,bond,tot}$	192,87 [kN]
Considerare o meno la resistenza di aderenza		si [-]
Resistenza effettiva dell'ancoraggio	$F_{t,anchor,Rd}$	192,87 [kN]
Altezza di gola della saldatura tra tubolare e piastra	a_g	7,07 [mm]
Distanza tra asse del bullone e saldatura	m	72,00 [mm]
Distanza dal bordo libero della piastra all'asse del bullone	e	45,00 [mm]
Passo dei tirafondi	w	145,30 [mm]
Lunghezze effettive per collasso circolare		
	$l_{eff,cp,1}$	452,39 [mm]
	$l_{eff,cp,2}$	316,19 [mm]
	$l_{eff,cp,3}$	371,49 [mm]

Lunghezze effettive per collasso non circolare	$l_{\text{eff,cp,min}}$	316,19 [mm]
	$l_{\text{eff,nc,1}}$	344,25 [mm]
	$l_{\text{eff,nc,2}}$	244,77 [mm]
	$l_{\text{eff,nc,3}}$	196,00 [mm]
	$l_{\text{eff,nc,min}}$	196,00 [mm]
Lunghezza efficace per il collasso di 1° Modo	$L_{\text{eff,1}}$	196,00 [mm]
Lunghezza efficace per il collasso di 2° Modo	$L_{\text{eff,2}}$	196,00 [mm]
Modulo di resistenza plastico relativo al 1° Modo	$W_{\text{pl,1}}$	78400 [mm ³]
Modulo di resistenza plastico relativo al 2° Modo	$W_{\text{pl,2}}$	78400 [mm ³]
Momento plastico della piastra relativo al 1° Modo	$M_{\text{Rd,1}}$	25,01 [kNm]
Momento plastico della piastra relativo al 2° Modo	$M_{\text{Rd,2}}$	25,01 [kNm]
Dimensione geometrica "n"	n	45,00 [mm]
Forza di trazione relativa al 1° Modo di collasso	$F_{\text{t,1,Rd}}$	694,81 [kN]
Forza di trazione relativa al 2° Modo di collasso	$F_{\text{t,2,Rd}}$	287,97 [kN]
Forza di trazione relativa al 3° Modo di collasso	$F_{\text{t,3,Rd}}$	192,87 [kN]
Forza di trazione relativa allo spessore del tubolare teso	$F_{\text{t,4,Rd}}$	662,67 [kN]
Resistenza a pura trazione	$N_{\text{t,Rd}}$	3086 [kN]



Resistenza a pura flessione

Numero tirafondi tesi	$n_{t,tesi}$	13,00 [-]
Somma complessiva dei bracci di leva	Σb_i	4,76 [m]
Forza di trazione minima per ciascun tirafondo	$F_{t,min,Rd}$	192,87 [kN]

Momento resistente della piastra di base $M_{b,Rd}$ **917,78 [kNm]**

Tasso di lavoro per pura flessione rispetto al momento M_{Ed}	$\rho_{b,MEd}$	0,11 [-]
Tasso di lavoro per pura flessione rispetto al momento $M_{Rd,c}$	$\rho_{b,MRd}$	0,92 [-]

La seconda verifica non deve essere necessariamente soddisfatta

Verifica a pura compressione

Tasso di lavoro per pura compressione	$\rho_{b,NEd,c}$	0,02 [-]
---------------------------------------	------------------	-----------------

Verifica a pura trazione

Tasso di lavoro per pura trazione	$\rho_{b,NEd,t}$	0,00 [-]
-----------------------------------	------------------	-----------------

Spessore minimo della rosetta

Diametro esterno della rosetta	$d_{rosetta,ext}$	120,00 [mm]
Diametro interno della rosetta	$d_{rosetta,int}$	36,00 [mm]
Rapporto tra i diametri	r	3,33 [-]

η	r					
	1,25	1,50	2,00	3,00	5,00	10,00
□					3,36	
□	0,124	0,373	0,947	1,960	0	5,300

	inf.	dato	sup.
r	3,00	3,333	5,00
η	1,960	2,193	3,360

Valore di snervamento dell'acciaio della rosetta	$f_{yk,rosetta}$	355 [N/mm ²]
Pressione massima sulla rosetta	$f_{c,d}$	20 [N/mm ²]
Spessore minimo della rosetta	$t_{rosetta,min}$	21 [mm]

PLINTI

GEOMETRIA

Dimensioni	(cm)	bx	by	Bx	By	<input type="text" value="sp 15 cm"/>
		35	35	300	300	
Eccentricità pilastro	(cm)	ex	ey	Pilastro interno	$\beta = 1,15$	
		0	0			
H plinto	(cm)	200				
copriferro	(cm)	4				
d	(cm)	196				

SOLLECITAZIONI - MATERIALI

Azioni agenti SLU (KN-KNm)	Nsd	Msd_x	Msd_y	Mediam. Tozzo
	20	6	50	Meccanismo tirante-puntone; non necessita verifica a taglio
Classe CLS (MPa)	Classe	f_{ck} / f_{yk}	f_{cd} / f_{yd}	
	C25/30	25,00	14,17	
Acciaio armatura		450,00	391,30	

PRESSIONI

Pressioni sul terreno MPa	σ_1	σ_2	σ_3	σ_4
	0,068	0,046	0,066	0,043

ARMATURE

Armatura min utilizzando la	<input type="text" value="pressione max"/>	A_{sly}	A_{slx}	$M_{y,SLU}$	$M_{x,SLU}$
		0,33	0,61	171,30	178,92
Armatura a flessione	ϕ mm	passo	su cm	$A_{s,i}$ cm ²	$A_{s,tot}$ cm ²
A_{slx}	12	30	300	11,30	0,00
A_{sly}	12	30	300	11,30	0,00
Armatura a taglio-punzon.	ϕ mm	passo			
A_{swx}	12	50	300	6,78	0,00
A_{swy}	12	50	300	6,78	0,00
n° ordini armature a taglio		4			
inclinazione armature	$\alpha =$	45			

PUNZONAMENTO

Angolo diffusione sforzi	<input type="text" value="26,6 (EC2/06-NTC/08) 2d"/>					
Perimetro critico	cm	Lung tot	Lato 1-2	Lato 2-4	Lato 3-4	Lato 1-3
		0	0	0	0	0
Azione di progetto al		$V_{sd,tot}$	ΔV_{Rd}			$V_{Ed,netta}$

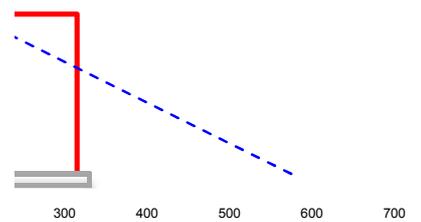
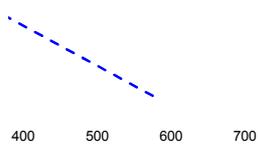
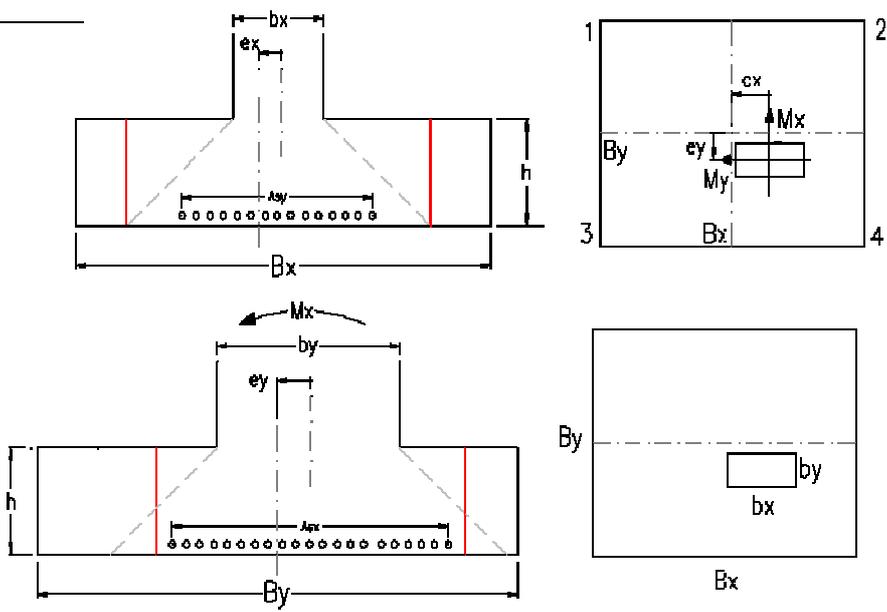
punzonamento	KN	23,00	82,52			105,52
Resist. a punzonam. priva di armatura a taglio	KN	k	vmin	pl	σ_{cp}	$V_{Rd,c}$
		1,319	0,265	0,000	0	0,00
Resist. a punzonam. con armatura a taglio	KN	d/s _r	f _{ywd,ef}	Asw,tot	u1	$V_{Rd,cs}$
		7,84	450	0,00	0	0,00
Resistenza max a punzon.		$V_{Rd,max}$	0,00			

GEOTECNICA

Portanza limite del terreno (Brinch-Hansen)

Normativa italiana precedente (coeff sicurezza da Viggiano)

Tipologia di opera	Carichi max di progetto improbabili (es: edifici civili)		
Tipologia di suolo	Sottosuolo omogeneo (indagini geotecniche approfondite)		
Meccanismo di rottura	Condizioni drenate		
Coeff sicurezza k = 2	<u>DM 88</u>	q_{amm} Mpa	1,204
<u>NTC 08 Approcio 2 (A1+M1+R3)</u>		q_{lim} Mpa	2,408
Coeff sicurezza k = 2,3		q_{lim}/k Mpa	1,047



Caratteristiche terreno		Azioni sollecitanti		Coefficienti correttivi			Meccanismo di rottura	
γ KN/m ³	19	N_{sd} KN	605,00	Nq	Nc	N γ	E Mpa	450
q KN/m ²	0	M_{x,sd} KNm	6,00	18,40	30,14	20,09	ν Mpa	0,4
φ	30	e ^(By) cm	0,99	sq	sc	s γ	G Mpa	160,71
Ka	0,33	B'y cm	298,02	1,50	1,53	0,70	G Mpa	200
Kp	3,00	M_{y,sd} KNm	50,00	dq	dc		σ MPa	0,0855
B' cm	283,47	e ^(Bx) cm	8,26	1,23	1,25		lr	129,08527
L' cm	298,02	B'x cm	283,47	iq	ic	i γ	lr,crit	69,63
D cm	300	H KN	0,00	1,00	1,00	1,00	Rottura generale	
c	1,5			bq	bc	b γ	$\psi\gamma$	1,00
α	0			1,00	1,00	1,00	ψq	1,00
ω	0			gq	gc	g γ	ψc	1,00
				1,00	1,00	1,00	kw MPa	1,7857143

si verifica nei terreni poco compressibili (sabbie addensate, argille consistenti)

VERIFICA DELLE PIASTRE DI BASE CIRCOLARI PER COLONNE TUBOLARI H=15m		
Materiali utilizzati		
Valore di snervamento dell'acciaio della colonna	$f_{yk,c}$	355 [N/mm ²]
Valore di rottura dell'acciaio della colonna	$f_{uk,c}$	510 [N/mm ²]
Valore di snervamento dell'acciaio dei tirafondi	$f_{yk,t}$	355 [N/mm ²]
Valore di rottura dell'acciaio dei tirafondi	$f_{uk,t}$	510 [N/mm ²]
Valore di snervamento dell'acciaio della piastra	$f_{yk,b}$	335 [N/mm ²]
Valore di rottura dell'acciaio della piastra	$f_{uk,b}$	470 [N/mm ²]
Coefficienti di sicurezza		
Coefficiente di sicurezza per le sezioni lorde	γ_{M0}	1,05 [-]
Coefficiente di sicurezza per sezioni nette e per i tirafondi	γ_{M2}	1,25 [-]
Caratteristiche geometriche		
Diametro esterno della colonna tubolare	$d_{c,ext}$	347,00 [mm]
Spessore della colonna tubolare	t_c	8,00 [mm]
Diametro interno della colonna tubolare	$d_{c,int}$	331 [mm ²]
Area della sezione trasversale	A_c	8520 [mm ²]
Momento d'inerzia della sezione trasversale	I_c	122459028 [mm ⁴]
Modulo di resistenza elastico	$W_{el,c}$	705816 [mm ³]
Modulo di resistenza plastico	$W_{pl,c}$	919539 [mm ³]

Classificazione della sezione	$d_{c,ext}/t_c$	43,375 [-]
	ε	0,81 [-]
	CL	Classe 2 [-]
Momento resistente della colonna	$M_{Rd,c}$	310,89 [kNm]
25% del momento resistente	$25\%M_{Rd,c}$	77,72 [kNm]
Sollecitazioni di progetto		
Forza assiale (positiva se di compressione)	$N_{Ed,c}$	20,00 [kN]
Forza assiale (negativa se di trazione)	$N_{Ed,t}$	[kN]
Momento flettente di progetto	M_{Ed}	47,00 [kNm]
Tensione massima nei tirafondi (da Gelfi)	σ_t	79,51 [N/mm ²]
Tasso di lavoro della colonna per pura flessione	ρ_c	0,15 [-]
Verifica di resistenza dei tirafondi		
Diametro dei tirafondi	ϕ_t	30,00 [mm]
Area della sezione lorda del tirafondo	A_t	707 [mm ²]
Area della sezione netta del tirafondo	$A_{t,netta}$	551 [mm ²]
Resistenza della sezione lorda	$N_{pl,Rd}$	238,99 [kN]
Resistenza della sezione netta	$N_{u,Rd}$	202,46 [kN]
Resistenza minima del tirafondo	$N_{min,Rd}$	202,46 [kN]
Sollecitazione nel tirafondo	$N_{t,Ed}$	56,20 [kN]
Tasso di lavoro del tirafondo	ρ_t	0,28 [-]
Resistenza della piastra lato tirafondi		
Distanza tra la colonna ed il tirafondo	s	66,00 [mm]
Spessore della piastra di base	t_b	40,00 [mm]
Larghezza efficace della piastra di base	b_{eff}	162 [mm]
Modulo di resistenza plastico della piastra	$W_{pl,b}$	64800 [mm ³]
VERIFICA DELLE PIASTRE DI BASE CIRCOLARI PER COLONNE TUBOLARI		
Momento resistente della piastra di base	$M_{pl,Rd}$	20,67 [kNm]
Momento sollecitante della piastra di base	$M_{b,Ed}$	13,36 [kNm]
Tasso di lavoro della piastra di base	$\rho_{b,t}$	0,65 [-]
Resistenza della piastra lato calcestruzzo		
Diametro della piastra di base	d_b	560,00 [mm]
Resistenza del grout sotto la piastra	f_{jd}	20,00 [N/mm ²]
Coefficiente di ripartizione	c	92 [mm]
Diametro effettivo esterno	$d_{b,eff,ext}$	531,48 [mm]
Diametro effettivo interno	$d_{b,eff,int}$	146,52 [mm]
Considerare o meno la ripartizione interna		si [-]
Area efficace della piastra di base	$A_{c,eff}$	204988 [mm ²]
Resistenza efficace del grout al di sotto della piastra	$N_{j,Rd}$	4100 [kN]

Forza assiale (positiva se di compressione)	N_{Ed}	20 [kN]
Tasso di lavoro del grout	ρ_j	0,00 [-]
Distanza tra bordo piastra e bordo colonna	S_b	106,5 [mm]
Ripartizione effettiva	C_{eff}	92 [mm]
Modulo di resistenza plastico della piastra	$W_{pl,b}$	400 [mm ³ /mm]
Momento resistente della piastra di base	$M_{pl,Rd}$	0,128 [kNm/m]
Momento sollecitante della piastra di base	$M_{b,Ed}$	0,085 [kNm/m]
Tasso di lavoro della piastra di base	$\rho_{b,c}$	0,67 [-]
APPROCCIO PLASTICO - EC.3 - 1 - 8		
Resistenza a pura compressione		
Area efficace della piastra di base	$A_{c,eff}$	204988 [mm ²]
Resistenza a pura compressione	$N_{c,Rd}$	4100 [kN]
Resistenza a pura trazione		
Numero complessivo dei tirafondi	n_t	16,00 [mm]
Lunghezza del tirafondo	L_t	1000,00 [mm]
Distanza dal bordo del getto	a_t	300,00 [mm]
Resistenza caratteristica cubica del cls della fondazione	R_{ck}	30,00 [N/mm ²]
Resistenza caratteristica cilindrica	f_{ck}	24,90 [N/mm ²]
Resistenza caratteristica a trazione	f_{ctk}	1,79 [N/mm ²]
Fattore η	η	1 [-]
Resistenza di aderenza di calcolo	f_{bd}	2,69 [N/mm ²]
Resistenza minima a trazione del tirafondo	$F_{t,Rd}$	202,46 [kN]
Resistenza di aderenza del tirafondo	$F_{t,bond,Rd}$	112,51 [kN]
<i>Presenza o meno della rosetta</i>		no [-]
Tensione di contatto per pura compressione (Ballio)	$f_{c,d}$	20 [N/mm ²]
Diametro della rosetta	$d_{rosetta}$	120,00 [mm]
Coefficiente di efficacia della rosetta (Ballio)	$\alpha_{rosetta}$	0,80 [-]
Area della rosetta	$A_{rosetta}$	11310 [mm ²]
Resistenza per contatto della rosetta	$N_{Rd,rosetta}$	0,00 [kN]
Resistenza complessiva di aderenza	$F_{Rd,bond,tot}$	112,51 [kN]
Considerare o meno la resistenza di aderenza		si [-]
Resistenza effettiva dell'ancoraggio	$F_{t,anchor,Rd}$	112,51 [kN]
Altezza di gola della saldatura tra tubolare e piastra	a_g	5,66 [mm]
Distanza tra asse del bullone e saldatura	m	59,60 [mm]
Distanza dal bordo libero della piastra all'asse del bullone	e	40,50 [mm]
Passo dei tirafondi	w	94,05 [mm]

Lunghezze effettive per collasso circolare

$l_{eff,cp,1}$	374,48 [mm]
$l_{eff,cp,2}$	268,24 [mm]
$l_{eff,cp,3}$	281,29 [mm]
$l_{eff,cp,min}$	268,24 [mm]

Lunghezze effettive per collasso non circolare

$l_{eff,nc,1}$	289,03 [mm]
$l_{eff,nc,2}$	191,54 [mm]
$l_{eff,nc,3}$	162,00 [mm]
$l_{eff,nc,min}$	162,00 [mm]

Lunghezza efficace per il collasso di 1° Modo

$L_{eff,1}$	162,00 [mm]
-------------	-------------

Lunghezza efficace per il collasso di 2° Modo

$L_{eff,2}$	162,00 [mm]
-------------	-------------

Modulo di resistenza plastico relativo al 1° Modo

$W_{pl,1}$	64800 [mm ³]
------------	--------------------------

Modulo di resistenza plastico relativo al 2° Modo

$W_{pl,2}$	64800 [mm ³]
------------	--------------------------

Momento plastico della piastra relativo al 1° Modo

$M_{Rd,1}$	20,67 [kNm]
------------	-------------

Momento plastico della piastra relativo al 2° Modo

$M_{Rd,2}$	20,67 [kNm]
------------	-------------

Dimensione geometrica "n"

n	40,50 [mm]
---	------------

Forza di trazione relativa al 1° Modo di collasso

$F_{t,1,Rd}$	693,77 [kN]
--------------	-------------

Forza di trazione relativa al 2° Modo di collasso

$F_{t,2,Rd}$	252,06 [kN]
--------------	-------------

Forza di trazione relativa al 3° Modo di collasso

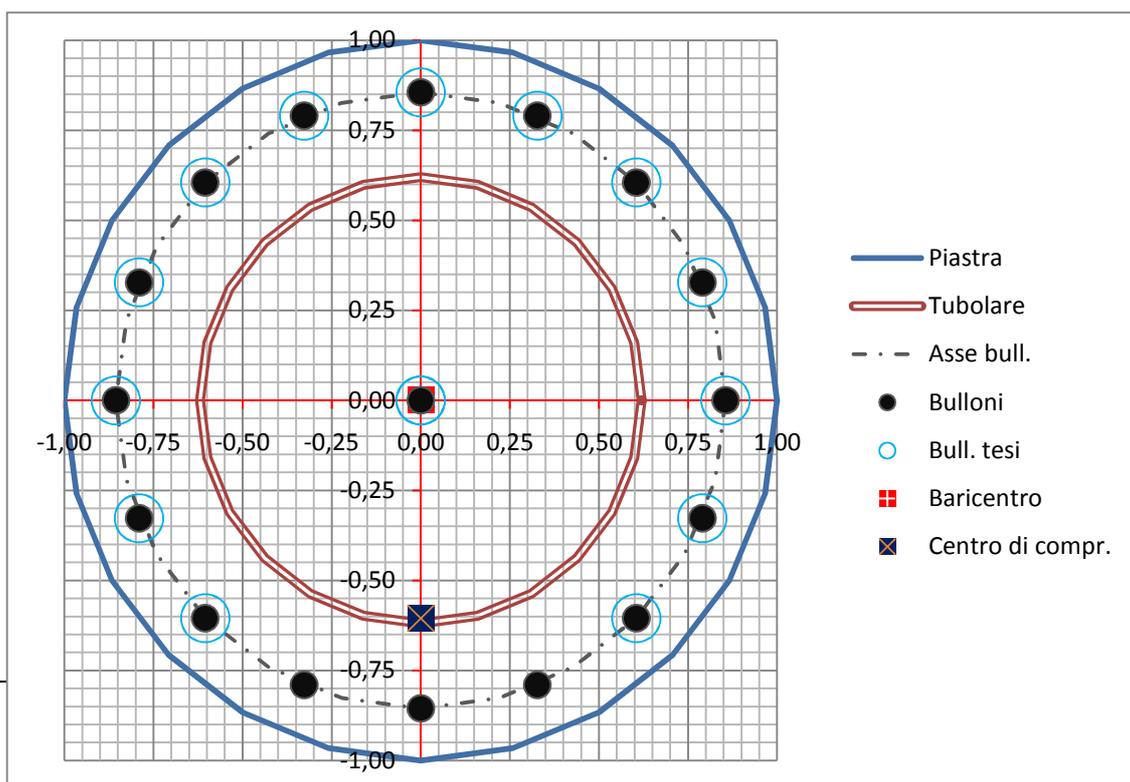
$F_{t,3,Rd}$	112,51 [kN]
--------------	-------------

Forza di trazione relativa allo spessore del tubolare teso

$F_{t,4,Rd}$	438,17 [kN]
--------------	-------------

Resistenza a pura trazione

$N_{t,Rd}$	1800 [kN]
------------	-----------



Resistenza a pura flessione						
Numero tirafondi tesi	$n_{t,tesi}$		13,00 [-]			
Somma complessiva dei bracci di leva	Σb_i		2,89 [m]			
Forza di trazione minima per ciascun tirafondo	$F_{t,min,Rd}$		112,51 [kN]			
Momento resistente della piastra di base	$M_{b,Rd}$		324,66 [kNm]			
Tasso di lavoro per pura flessione rispetto al momento M_{Ed}	$\rho_{b,MEd}$		0,14 [-]			
Tasso di lavoro per pura flessione rispetto al momento $M_{Rd,c}$	$\rho_{b,MRd}$		0,96 [-]			
La seconda verifica non deve essere necessariamente soddisfatta						
Verifica a pura compressione						
Tasso di lavoro per pura compressione	$\rho_{b,NEd,c}$		0,00 [-]			
Verifica a pura trazione						
Tasso di lavoro per pura trazione	$\rho_{b,NEd,t}$		0,00 [-]			
Spessore minimo della rosetta						
Diametro esterno della rosetta	$d_{rosetta,ext}$		120,00 [mm]			
Diametro interno della rosetta	$d_{rosetta,int}$		30,00 [mm]			
Rapporto tra i diametri	r		4,00 [-]			
η	r					
<input type="checkbox"/>	1,25	1,50	2,00	3,00	5,00	10,00
<input type="checkbox"/>	0,124	0,373	0,947	1,960	3,360	5,300
	inf.	dato	sup.			
r	3,00	4,000	5,00			
η	1,960	2,660	3,360			
Valore di snervamento dell'acciaio della rosetta	$f_{yk,rosetta}$		355 [N/mm ²]			
Pressione massima sulla rosetta	$f_{c,d}$		20 [N/mm ²]			
Spessore minimo della rosetta	$t_{rosetta,min}$		23 [mm]			