

COMUNE DI CROTONE



PON FESR "SICUREZZA PER LO SVILUPPO"
Obiettivo Convergenza 2007/2013 – Obiettivo operativo 2.8 B

"Piano di Azione Giovani Sicurezza e Legalità" (PAG) finanziato dalle risorse del Fondo di rotazione nell'ambito del Piano Azione e Coesione

Linea di Intervento 1 "Sport e Legalità"
Iniziativa "Io gioco legale"

**REALIZZAZIONE DI UN CAMPO DI CALCIO A 5 OUTDOOR
"DODO' GABRIELE" NEL COMUNE DI CROTONE,
CON ANNESSO SPOGLIATOIO. CLASSE D'USO III
CUP: F19B12000150001**

PROGETTO DEFINITIVO ED ESECUTIVO

PROGETTISTA, CALCOLATORE, D.L. E COORDINATORE SICUREZZA :

Arch. Giusy SCICCHITANO



Relazione generale di calcolo

Elaborato

Tav. E1

DATA: Novembre 2016

IMPORTO COMPLESSIVO: 263.000 euro

RUP: Arch. Gianfranco DE MARTINO

COMUNE DI CROTONE

SETTORE 3

Il Responsabile del Procedimento

Ing. Gianfranco DE MARTINO



TIMBRO

1 - DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA

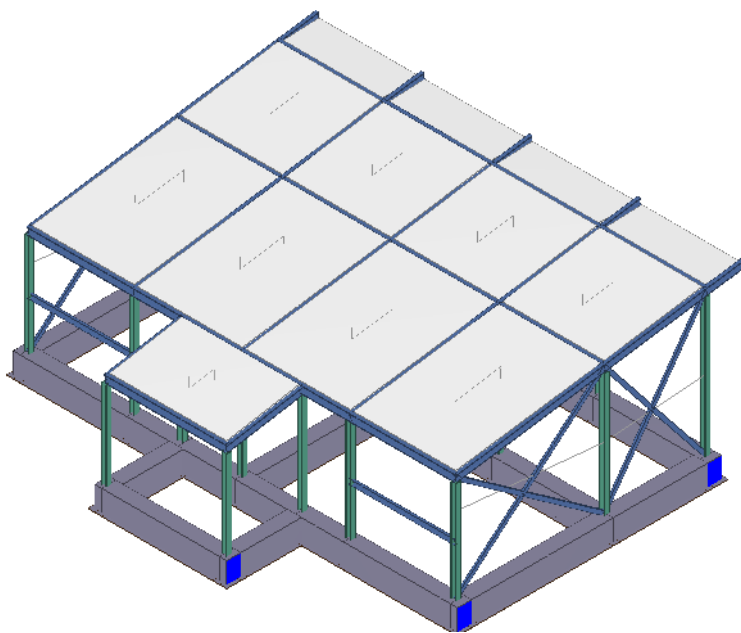
L'edificio oggetto di verifica è parte di un Bando di finanziamento emanato dal Ministero dell'Interno, con la quale si intendono realizzare nuove strutture di associazione giovanile (attività sportive) nell'ambito dell'Obiettivo Operativo 2.8 "Diffondere la cultura della legalità" del PON "SICUREZZA PER LO SVILUPPO - OBIETTIVO CONVERGENZA 2007-2013"; di cui l'iniziativa denominata "IO GIOCO LEGALE". Il Comune di Crotona intende realizzare un campo di calcio a 5 outdoor intitolato a "Dodò Gabriele". L'impianto sportivo è ubicato in località Iannello, in un'area censita al foglio 6 particelle 219 e 546 (parte), di proprietà dell'Arcidiocesi di Crotona-Santa Severina e concessa in comodato d'uso gratuito al Comune di Crotona per 20 anni. L'area utilizzata per la realizzazione degli spogliatoi è localizzata sul lato EST del terreno ed è attualmente sterrata. L'edificio adibito a spogliatoio, di dimensioni massime in pianta pari a 12,70 x 10,80 m, è realizzato in struttura mista cementizia per le fondazioni e con carpenteria metallica per le elevazioni; la struttura si sviluppa in n.4 campate in direzione NORD-SUD e n.2 campate in direzione EST-OVEST, dove è presente una sporgenza di 2,10 x 3,60 m destinata al locale tecnico. Nello specifico si hanno le seguenti parti d'opera:

- Cordoli di fondazioni in c.a. del tipo C28/35_B450C, di dimensione pari a 40 cm di base e 60 cm di profondità.
- Pilastrini HEA 140 fissati alle fondazioni con piastre di ancoraggio, secondo lo schema mostrato nei particolari costruttivi.
- Travi di coronamento del tipo IPE 200 e IPE 180 bullonate con flange e squadrette.
- Controventature in acciaio del tipo UPN 100 e UPN 140.
- Muratura di tamponamento costituita da blocchi monolitici in calcestruzzo cellulare espanso autoclavato di spessore 30 cm e densità 550 kg/mc.
- Solaio di copertura ad una falda misto in acciaio-calcestruzzo, costituito da lamiera grecata tipo A55/P600 HI-BOND di spessore 8/10 e soletta in c.a. collaborante di spessore 5 cm; lo strato d'isolamento è formato da barriera a vapore di 3 mm, pannello isolante in polistirene con pelle bituminosa di 80 mm, guaina ardesiata e primer di 4 mm. Sulla copertura saranno installati inoltre dei pannelli fotovoltaici per la produzione di energia elettrica e dei pannelli fotosolari per la produzione dell'acqua calda.

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

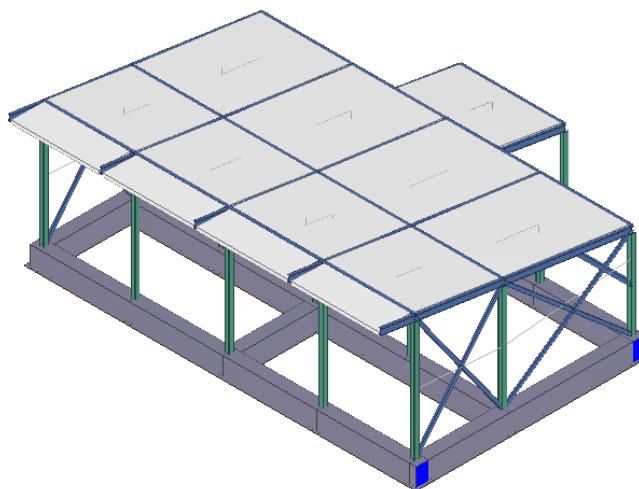
Vista Anteriore

La direzione di visualizzazione (bisettrice del cono ottico), relativamente al sistema di riferimento globale 0,X,Y, Z, ha versore (1;1;-1)



Vista Posteriore

La direzione di visualizzazione (bisettrice del cono ottico), relativamente al sistema di riferimento globale $0, X, Y, Z$, 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"

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:

MATERIALI CALCESTRUZZO ARMATO

| Caratteristiche Calcestruzzo Armato | | | | | | | | | | | | | | |
|-------------------------------------|------------|----------|---------|---------|-----|-----------------|-----------------|------------------|------------|-----------------|------------------|------------------|----|------|
| N | γ_k | CdT | E | G | Stz | R _{ck} | R _{cm} | %R _{ck} | γ_c | f _{cd} | f _{ctd} | f _{cfm} | n | n Ac |
| | [N/m³] | [1/°C] | [N/mm²] | [N/mm²] | | [N/mm²] | [N/mm²] | | | | | | | |
| Cls C28/35_B450C - (C28/35) | | | | | | | | | | | | | | |
| 001 | 25.000 | 0.000010 | 32.588 | 13.578 | P | 35.00 | - | 0.85 | 1.50 | 16.46 | 1.32 | 3.40 | 15 | 002 |

LEGENDA Caratteristiche Calcestruzzo Armato

N Numero identificativo del materiale.

γ_k Peso specifico.

CdT Coefficiente di Dilatazione Termica.

E Modulo elastico normale.

G Modulo elastico tangenziale.

Stz Indica il 'Tipo Situazione': [F] = materiale 'di Fatto' (Esistente)(tiene conto del LC/FC); [P] = materiale 'di Progetto' (Nuovo);

R_{ck} Resistenza caratteristica cubica.

R_{cm} Resistenza media cubica.

%R_{ck} Percentuale di riduzione della R_{ck}

| Caratteristiche Calcestruzzo Armato | | | | | | | | | | | | | | |
|-------------------------------------|--|--------|----------------------|----------------------|-----|----------------------|----------------------|------------------|------------|-----------------|------------------|------------------|---|------|
| N | γ_k | CdT | E | G | Stz | R _{ck} | R _{cm} | %R _{ck} | γ_c | f _{cd} | f _{ctd} | f _{cfm} | n | n Ac |
| | [N/m ³] | [1/°C] | [N/mm ²] | [N/mm ²] | | [N/mm ²] | [N/mm ²] | | | | | | | |
| γ_c | Coefficiente di sicurezza allo SLV del materiale. | | | | | | | | | | | | | |
| f _{cd} | Resistenza di calcolo a compressione. | | | | | | | | | | | | | |
| f _{ctd} | Resistenza di calcolo a trazione. | | | | | | | | | | | | | |
| f _{cfm} | Resistenza media a trazione per flessione. | | | | | | | | | | | | | |
| n | Coefficiente di omogeneizzazione. | | | | | | | | | | | | | |
| n Ac | Identificativo, nella relativa tabella materiali, dell'acciaio utilizzato: [-] = parametro NON significativo per il materiale. | | | | | | | | | | | | | |

MATERIALI ACCIAIO

| Caratteristiche Acciaio | | | | | | | | | | | | | | | |
|--------------------------------|---------------------|----------|----------------------|----------------------|--------------------------|--|----------------------|--|----------------------|------------|---------------|---------------|-------------------|-------------------|---------------|
| N | γ_k | CdT | E | G | Stz | f _{yk,1} / f _{yk,2} | f _{tk} | f _{yd,1} / f _{yd,2} | f _{td} | γ_s | γ_{M1} | γ_{M2} | $\gamma_{M3,SLV}$ | $\gamma_{M3,SLE}$ | γ_{M7} |
| | [N/m ³] | [1/°C] | [N/mm ²] | [N/mm ²] | [N/m m ²] | [N/mm ²] | [N/mm ²] | [N/mm ²] | [N/mm ²] | | | | | | |
| Acciaio B450C - (B450C) | | | | | | | | | | | | | | | |
| 002 | 78.500 | 0,000010 | 210.000 | 80.769 | P | 450,00 - | - | 391,30 - | - | 1,15 | - | - | - | - | - |
| S275 - (S275) | | | | | | | | | | | | | | | |
| 003 | 78.500 | 0,000012 | 210.000 | 80.769 | P | 275,00 255,00 | - | 261,90 242,86 | - | 1,05 | 1,05 | 1,25 | - | - | - |
| S235 - (S235) | | | | | | | | | | | | | | | |
| 004 | 78.500 | 0,000012 | 210.000 | 80.769 | P | 235,00 215,00 | - | 223,81 204,76 | - | 1,05 | 1,05 | 1,25 | - | - | - |
| 8.8 - (8.8) | | | | | | | | | | | | | | | |
| 005 | 78.500 | 0,000012 | 210.000 | 80.769 | - | 649,00 - | 800,00 | 432,67 - | 533,33 | 1,25 | - | - | 1,25 | 1,10 | 1,10 |
| 10.9 - (10.9) | | | | | | | | | | | | | | | |
| 006 | 78.500 | 0,000012 | 210.000 | 80.769 | - | 900,00 - | 1.000,00 | 600,00 - | 666,67 | 1,25 | - | - | 1,25 | 1,10 | 1,10 |

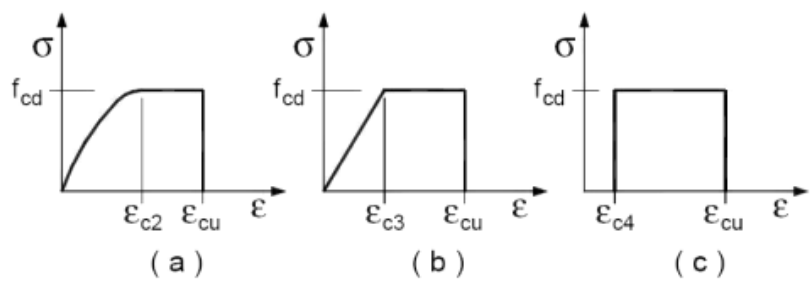
LEGENDA Caratteristiche Acciaio

| | |
|-------------------|--|
| N | Numero identificativo del materiale. |
| γ_k | Peso specifico. |
| CdT | Coefficiente di Dilatazione Termica. |
| E | Modulo elastico normale. |
| G | Modulo elastico tangenziale. |
| Stz | Indica il 'Tipo Situazione' : [F] = materiale 'di Fatto' (Esistente) (tiene conto del FC); [-/P] = materiale 'di Progetto' (Nuovo); [-] = resistenze medie /caratteristiche del materiale. |
| f _{yk,1} | Resistenza caratteristica allo snervamento (per profili con t <= 40 mm). |
| f _{yk,2} | Resistenza caratteristica allo snervamento (per profili con 40 mm < t <= 80 mm). |
| f _{tk} | Resistenza a Rottura (Bulloni). |
| f _{yd,1} | Resistenza di calcolo (per profili con t <= 40 mm). |
| f _{yd,2} | Resistenza di calcolo (per profili con 40 mm < t <= 80 mm). |
| f _{td} | Resistenza di calcolo a Rottura (Bulloni). |
| γ_s | Coefficiente di sicurezza allo SLV del materiale. |
| γ_{M1} | Coefficiente di sicurezza per instabilità. |
| γ_{M2} | Coefficiente di sicurezza per sezioni tese indebolite. |
| $\gamma_{M3,SLV}$ | Coefficiente di sicurezza a scorrimento alla SLV (Bulloni). |
| $\gamma_{M3,SLE}$ | Coefficiente di sicurezza a scorrimento alla SLE (Bulloni). |
| γ_{M7} | Coefficiente di sicurezza precarico bulloni ad alta resistenza (Bulloni): [-] = parametro NON significativo per il materiale. |

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

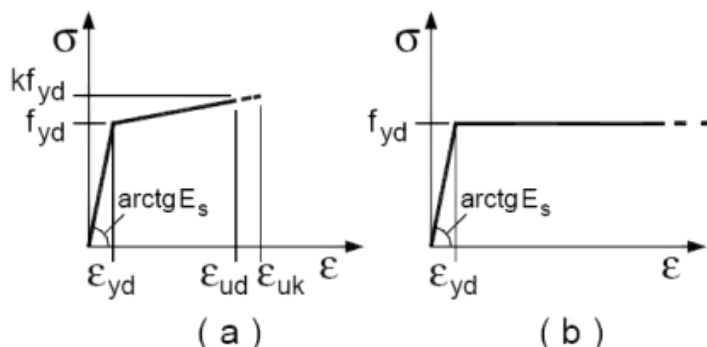
Tutti i materiali impiegati dovranno essere comunque verificati con opportune prove di laboratorio secondo le prescrizioni della vigente Normativa.

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).



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

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.

4 - TERRENO DI FONDAZIONE

Le indagini effettuate dal dott. Geologo Eliseo Scerbo permettono di classificare il profilo stratigrafico, ai fini della determinazione dell'azione sismica, di categoria C [Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_s , 30 compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < NSPT/30 < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_u$, $30 < 250$ kPa nei terreni a grana fina).].

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

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.

Si riportano di seguito le coordinate geografiche del sito rispetto al Datum ED50:

| Latitudine | Longitudine | Altitudine |
|------------|-------------|------------|
| [°] | [°] | [m] |
| 39.1697 | 17.0523 | 26 |

6.1 Verifiche di regolarità

Sia per la scelta del metodo di calcolo, sia per la valutazione del fattore di struttura adottato, deve essere effettuato il controllo della regolarità della struttura.

La tabella seguente riepiloga, per la struttura in esame, le condizioni di regolarità in pianta ed in altezza soddisfatte.

| REGOLARITÀ DELLA STRUTTURA IN PIANTA | |
|---|----|
| La configurazione in pianta è compatta e approssimativamente simmetrica rispetto a due direzioni ortogonali, in relazione alla distribuzione di masse e rigidezze | SI |
| Il rapporto tra i lati di un rettangolo in cui la costruzione risulta inscritta è inferiore a 4 | SI |
| Nessuna dimensione di eventuali rientri o sporgenze supera il 25 % della dimensione totale della costruzione nella corrispondente direzione | SI |
| Gli orizzontamenti possono essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano rispetto agli elementi verticali e sufficientemente resistenti | SI |

| REGOLARITÀ DELLA STRUTTURA IN ALTEZZA | |
|---|----|
| Tutti i sistemi resistenti verticali (quali telai e pareti) si estendono per tutta l'altezza della costruzione | SI |
| Massa e rigidezza rimangono costanti o variano gradualmente, senza bruschi cambiamenti, dalla base alla sommità della costruzione (le variazioni di massa da un orizzontamento all'altro non superano il 25%, la rigidezza non si riduce da un orizzontamento a quello sovrastante più del 30% e non aumenta più del 10%); ai fini della rigidezza si possono considerare regolari in altezza strutture dotate di pareti o nuclei in c.a. o pareti e nuclei in muratura di sezione costante sull'altezza o di telai controventati in acciaio, ai quali sia affidato almeno il 50% dell'azione sismica alla base | SI |
| Nelle strutture intelaiate progettate in CD "B" il rapporto tra resistenza effettiva e resistenza richiesta dal calcolo non è significativamente diverso per orizzontamenti diversi (il rapporto fra la resistenza effettiva e quella richiesta, calcolata ad un generico orizzontamento, non deve differire più del 20% dall'analogo rapporto determinato per un altro orizzontamento); può fare eccezione l'ultimo orizzontamento di strutture intelaiate di almeno tre orizzontamenti | SI |
| Eventuali restringimenti della sezione orizzontale della costruzione avvengono in modo graduale da un orizzontamento al successivo, rispettando i seguenti limiti: ad ogni orizzontamento il rientro non supera il 30% della dimensione corrispondente al primo orizzontamento, né il 20% della dimensione corrispondente all'orizzontamento immediatamente sottostante. Fa eccezione l'ultimo orizzontamento di costruzioni di almeno quattro piani per il quale non sono previste limitazioni di restringimento | SI |

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 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 e soprattutto i nodi travi pilastro che sono gli elementi più 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 nell'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 **ALTA**.

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

L'edificio è stato progettato per una Vita Nominale pari a **75** e per Classe d'Uso pari a **3**.

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

| Stato Limite | Parametri di pericolosità sismica | | | | | | | |
|--------------|-----------------------------------|-------|----------------|-------|--------------|--------------|--------------|--------------|
| | a_g [g] | F_0 | T^*_c [s] | C_c | T_B [s] | T_c [s] | T_D [s] | S_s [s] |
| SLO | 0.0705 | 2.357 | 0.318 | 1.53 | 0.163 | 0.488 | 1.882 | 1.50 |
| SLD | 0.0918 | 2.372 | 0.334 | 1.51 | 0.168 | 0.503 | 1.967 | 1.50 |
| SLV | 0.2410 | 2.455 | 0.382 | 1.44 | 0.184 | 0.551 | 2.564 | 1.35 |
| SLC | 0.3133 | 2.494 | 0.394 | 1.43 | 0.188 | 0.563 | 2.853 | 1.23 |

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**.

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**

Realizzazione di un campo di calcio a 5 outdoor "Dodò Gabriele" nel Comune di Crotone, con annesso spogliatoio. Classe d'uso III.
CUP F19B12000150001

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

Fattore di Struttura q per sisma verticale: **1,50**

Di seguito si esplicita il calcolo del fattore di struttura utilizzato per il sisma orizzontale:

- tipologia tab. 7.5.II D.M. 14/01/2008: **A telaio con tamponature**
- tipologia strutturale: -
- $\alpha_u/\alpha_1, X$: **1**
- $\alpha_u/\alpha_1, Y$: **1**
- regolarità in pianta: **REGOLARE**
- regolarità in altezza: **REGOLARE**

Il fattore di struttura è calcolato secondo la relazione :

$$q = q_0 \times K_R$$

dove:

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

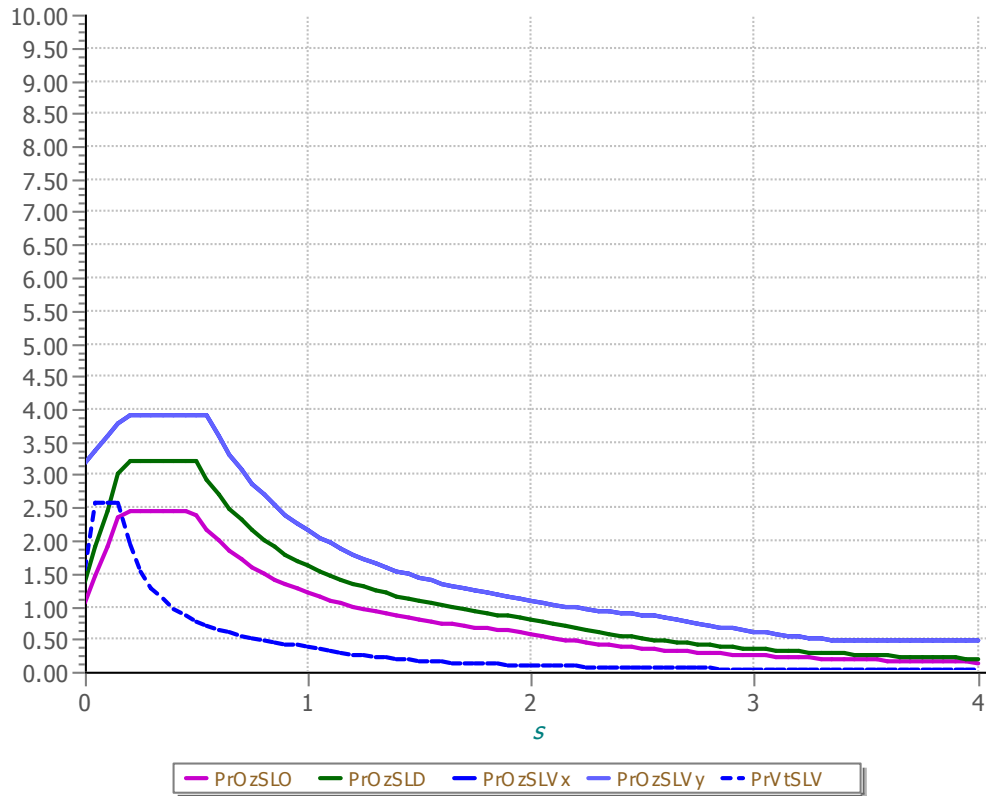
K_R è un fattore riduttivo che dipende dalle caratteristiche di regolarità in altezza della costruzione, con valore pari ad 1 per costruzioni regolari in altezza e pari a 0,8 per costruzioni non regolari in altezza.

Tabella 7.5.II – Limiti superiori dei valori di q_0 per le diverse tipologie strutturali e le diverse classi di duttilità.

| TIPOLOGIA STRUTTURALE | q_0 | |
|---|--------|----------------------|
| | CD "B" | CD "A" |
| a) Strutture intelaiate | 4 | $5\alpha_u/\alpha_1$ |
| c) Strutture con controventi eccentrici | | |
| b1) Controventi concentrici a diagonale tesa attiva | 4 | 4 |
| b2) Controventi concentrici a V | 2 | 2,5 |
| d) Strutture a mensola o a pendolo inverso | 2 | $2\alpha_u/\alpha_1$ |
| e) Strutture intelaiate con controventi concentrici | 4 | $4\alpha_u/\alpha_1$ |
| f) Strutture intelaiate con tamponature in muratura | 2 | 2 |

Gli spettri utilizzati sono riportati nella successiva figura.

SPETTRI di RISPOSTA di ACCELERAZIONE



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 | 98.7 |
| salvaguardia della vita | Y | 98.7 |
| salvaguardia della vita | Z | 89.3 |

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:

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

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; muri, pareti, setti, solette sono stati correttamente schematizzati tramite elementi finiti a tre/quattro nodi con comportamento a guscio (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 Valutazione degli spostamenti

Gli spostamenti d_E della struttura sotto l'azione sismica di progetto allo SLV si ottengono moltiplicando per il fattore μ_d i valori d_{Ee} ottenuti dall'analisi lineare, dinamica o statica, secondo l'espressione seguente:

$$d_E = \pm \mu_d \cdot d_{Ee}$$

dove

$$\mu_d = q \quad \text{se } T_1 \geq T_C$$

$$\mu_d = 1 + (q - 1) \cdot T_C / T_1 \quad \text{se } T_1 < T_C$$

In ogni caso $\mu_d \leq 5q - 4$.

6.6 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.

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 sui solai, derivanti dall'analisi dei carichi, vengono ripartiti dal programma di calcolo in modo automatico sulle membrature (travi, pilastri, pareti, solette, platee, ecc.).

I carichi dovuti ai tamponamenti, sia sulle travi di fondazione che su quelle di piano, sono schematizzati come carichi lineari agenti esclusivamente sulle aste.

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:

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (1)$$

Le 104 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_{k1} 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:

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

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 le armature di 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 della sollecitazione relativi 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:

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

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 semiprogettate le aste in c.a. 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
$$F_d = \sum_{j=1}^m (G_{Kj}) + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \sum_{i=2}^n (\psi_{2i} \cdot Q_{ki}) + \sum_{h=1}^l (P_{kh})$$

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 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_{k1} 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" (5) e "Rara" (15). 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

| | |
|------------------------------|---|
| Nome del Software | EdiLus -ACCA software S.p.A. |
| Caratteristiche del Software | Software per il calcolo di strutture agli elementi finiti per Windows |

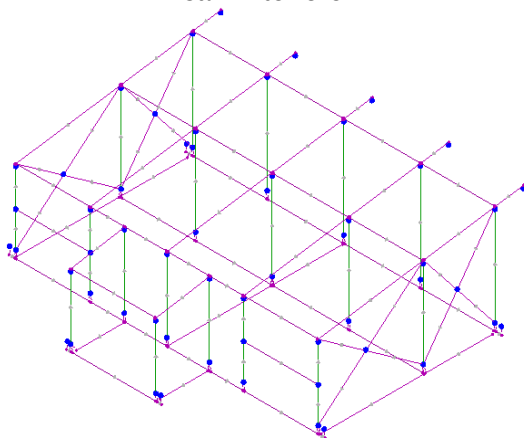
8.1 Modello di Calcolo

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

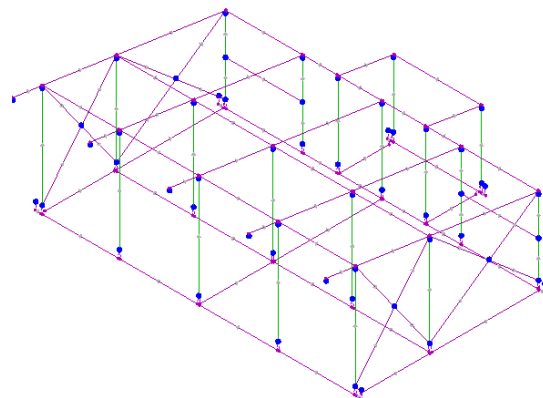
Viene definita un'opportuna numerazione degli elementi (nodi, aste, shell) costituenti il modello, al fine di individuare celermente ed univocamente ciascun elemento nei tabulati di calcolo.

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

Vista Anteriore



Vista Posteriore



8.2 Progetto e Verifica degli elementi strutturali

La verifica degli elementi allo SLU avviene col seguente procedimento:

- si costruiscono le combinazioni non sismiche in base al D.M. 14.01.2008, ottenendo un insieme di sollecitazioni;
- si combinano tali sollecitazioni con quelle dovute all'azione del sisma secondo quanto indicato nel § 2.5.3, relazione (2.5.5) del D.M. 14/01/2008.
- 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 (pressoflessione 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.

8.2.1 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.

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

Le verifiche effettuate sono:

- 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 (pilastri e trave di sezione generica):

- 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 con la seguente formula:

$$\left(\frac{M_{Ex}}{M_{Rx}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_{Ey}}{M_{Ry}} \right)^\alpha \leq 1$$

- 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.

Sempre quanto concerne il progetto degli elementi in c.a. illustriamo in dettaglio il procedimento seguito per le travi verificate/semiprogettate a pressoflessione retta:

- per tutte le coppie M_x , N , individuate secondo la modalità precedentemente illustrata, si calcola il coefficiente di sicurezza in base all'armatura adottata;
- se per almeno una di queste coppie 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 coppie 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 , o la coppia M_x , 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.

8.2.2 Gerarchia delle Resistenze

Per quanto riguarda la struttura di fondazione sono applicate le disposizioni contenute al § 7.2.5 del D.M. 14/01/2008. Più in particolare:

- le azioni trasmesse in fondazione derivano dall'analisi del comportamento dell'intera struttura, condotta esaminando la sola struttura in elevazione alla quale sono applicate le azioni statiche e sismiche;
- per le strutture progettate sia in CD "A" che in CD "B" il dimensionamento della struttura di fondazione e la verifica di sicurezza del complesso fondazione-terreno sono eseguite assumendo come azioni in fondazione le resistenze degli elementi strutturali soprastanti. Più precisamente, la forza assiale negli elementi strutturali verticali derivante dalla combinazione delle azioni di cui al § 3.2.4 è associata al concomitante valore del momento flettente e del taglio ottenuto amplificando le azioni trasferite dagli elementi soprastanti con un γ_{Rd} pari a 1,3 in CD "A".

I risultati delle suddette verifiche sono riportate nei tabulati di calcolo.

Per quanto riguarda le aste in acciaio, sono state applicate le disposizioni contenute al par. 7.5.3 del D.M. 14/01/2008. Più in particolare per gli elementi travi e pilastri sono state effettuate le verifiche definite al par. 7.5.4 e relativi sotto paragrafi;

Essendo la struttura di Classe 3 sono state condotte le Verifiche allo Stato Limite di Danno come indicato al par. 7.3.7.1 del D.M. 14 gennaio 2008, assumendo fattori parziali dei materiali γ_m pari a 1.

8.2.3 Verifiche di Instabilità (Aste in acciaio)

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.

8.2.4 Verifiche di Deformabilità (Aste in acciaio)

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.
- Verifiche agli spostamenti laterali per i singoli elementi.
- Verifiche agli spostamenti per il piano e per l'edificio.

I relativi risultati sono riportati nei tabulati.

9- Progetto e Verifica dei Collegamenti

Sono state verificate le seguenti tipologie di Collegamenti in acciaio:

- Colonna-Trave flangiato
- Colonna-Fondazione

Per ogni collegamento sono state ricavate le massime sollecitazioni agenti sugli elementi componenti (Bulloni, Tirafondi, Piastre, Costole e Cordoni di Saldatura) considerando appropriati modelli di calcolo e quindi sono state effettuate le relative verifiche. In particolare:

- Per i bulloni sono state effettuate verifiche a Taglio e Trazione sia per la singola sollecitazione che per presenza contemporanea di tali sollecitazioni.
- Per le piastre sono state effettuate verifiche a Rifollamento, a Flessione con la presenza eventuale di costole, a Punzonamento e alle Tensioni nel piano della piastra.
- Per le costole è stata effettuata la verifica controllando la tensione ideale massima calcolata considerando le tensioni parallele e ortogonali al piano della costola.
- Per i cordoni di saldatura è stata effettuata la verifica controllando la tensione ideale massima calcolata considerando le tensioni tangenziali parallele e ortogonali alla lunghezza del cordone e la tensioni normali ortogonale alla lunghezza.
- Per i tirafondi sono state effettuate verifiche a sfilamento per trazione
- Per le piastre d'attacco con le fondazioni e gli elementi in c.a. è stata effettuata la verifica del calcestruzzo di base.

Nei tabulati, per ogni collegamento presente nella struttura, sono riportate le indicazioni geometriche e le relative verifiche.

Crotone, __/__/____

Il Progettista
(Arch. Giusy Scicchitano)