

REGIONE SICILIANA COMUNE DI PALERMO

ISTITUTO SPERIMENTALE ZOOTECNICO PER LA SICILIA



Oggetto:

PROGETTO DEFINITIVO DEI LAVORI DI RISTRUTTURAZIONE
DI UNA PORCILAIA ESISTENTE PER LA REALIZZAZIONE
DI UN ALLEVAMENTO DI SUINI – “ISTITUTO DI
SPERIMENTAZIONE PRECLINICA E MOLECULAR IMAGING”
PRESSO L'AZIENDA LUPARELLO DI PALERMO – ISTITUTO
SPERIMENTALE ZOOTECNICO PER LA SICILIA

Il Tecnico



Il Comm. ten. c.

il Commissario Straordinario
(Giuseppe Russo)



lav.	Titolo	N.	data	Revisione
Rel.08	Relazione Tecnica strutturale stato di prog.	01	10-09-12	Emissione
		02	22-11-12	Modifica distribuzione interna

1	DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA	2
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	4
3	MATERIALI IMPIEGATI E RESISTENZE DI CALCOLO	4
3.1	CONGLOMERATO CEMENTIZIO ARMATO SOPRAELEVAZIONE.....	4
3.2	ACCIAIO ARMATURE PER ELEMENTI NUOVI IN C.A.....	6
3.3	ACCIAIO PER CARPENTERIA METALLICA	7
3.4	MATERIALI E COPRIFERRI PER STRUTTURE IN C.A.....	8
3.4.1	<i>Durabilità</i>	9
4	TERRENO DI FONDAZIONE	10
5	ELEMENTI STRUTTURALI	12
5.1	OPERE DI FONDAZIONE.....	13
5.2	STRUTTURE IN ELEVAZIONE	14
5.2.1	<i>Colonne in acciaio</i>	14
5.2.2	<i>Elementi orizzontali in acciaio</i>	15
6	ANALISI DEI CARICHI	16
6.1	CARICHI PERMANENTI.....	16
6.2	CARICHI ACCIDENTALI.....	16
6.2.1	<i>Azione del vento</i>	17
7	VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA	19
7.1	VERIFICHE DI REGOLARITÀ	19
7.2	CLASSE DI DUTTILITÀ.....	21
7.3	SPETTRI DI PROGETTO PER S.L.U. E S.L.D.....	22
7.3.1	<i>Fattore di struttura</i>	22
8	CRITERI DI CALCOLO	23
8.1	STATO LIMITE ULTIMO	23
8.2	STATO LIMITE DI DANNO	23
8.3	STATO LIMITE DI ESERCIZIO	24
9	DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO	25
9.1	PREMESSA.....	25
9.1.1	<i>Informazioni sul codice di calcolo</i>	25
9.2	MODELLAZIONE DELLE SEZIONI.....	26
10	COMBINAZIONI DI CALCOLO	28
10.1	COMBINAZIONI SISMICHE	28
11	PROGETTO E VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI	29
11.1	ELEMENTI IN FONDAZIONE	30
11.1	ELEMENTI IN ELEVAZIONE.....	32
12	VALUTAZIONE DEI RISULTATI E GIUDIZIO MOTIVATO SULLA LORO ACCETTABILITÀ	35
12.1	AFFIDABILITÀ DEI CODICI UTILIZZATI	35
13	CONCLUSIONI	37
14	DICHIARAZIONE DEL PROGETTISTA	38

Relazione tecnica strutturale - Cap. 10 del D.M. 14/01/2008

1 Descrizione generale dell'opera

La presente è relativa al progetto esecutivo di un edificio adibito sostanzialmente ad allevamento di suini privi di malattie infettive è denominato SPF, ubicato all'interno del complesso dell'Istituto Sperimentale Zootecnico per la Sicilia, dell'Assessorato Regionale delle Risorse Agricole e Alimentari della Regione Siciliana, con sede a Palermo presso il Fondo Luparello, in via Roccazzo n.85.

Tale area è catastalmente individuata con la particella 377 del foglio di mappa n. 47 all. L del Comune di Palermo.

La suddetta particella definisce l'intera perimetrazione territoriale dell'Istituto Sperimentale Zootecnico per la Sicilia e l'area in oggetto ricade in zona territoriale omogenea tipo F "Spazi ed attrezzature pubbliche di interesse generale" con simbolo funzionale F24 "Istituto Universitario Zootecnico" così come stabilito dal vigente P.R.G. del comune di Palermo in scala 1:5000 approvato con DIR n.558 e 124/DRU/02.

L'accesso principale all'Istituto avviene con ingresso dalla Via Roccazzo al civico n° 85 e l'area ha una superficie approssimativa di circa 61 ettari con un andamento del terreno pressoché pianeggiante pur presentando una lieve pendenza.

dalla Via Roccazzo, si trovano i locali dell'ex mulino, la stalla storica, il fienile, il mangimificio, la porcilaia e l'altra stalla.

Per il dimensionamento della struttura si è proceduto con l'ausilio di un software di calcolo mediante il quale è stato possibile implementare la struttura e condurre la verifica secondo le vigenti norme tecniche.

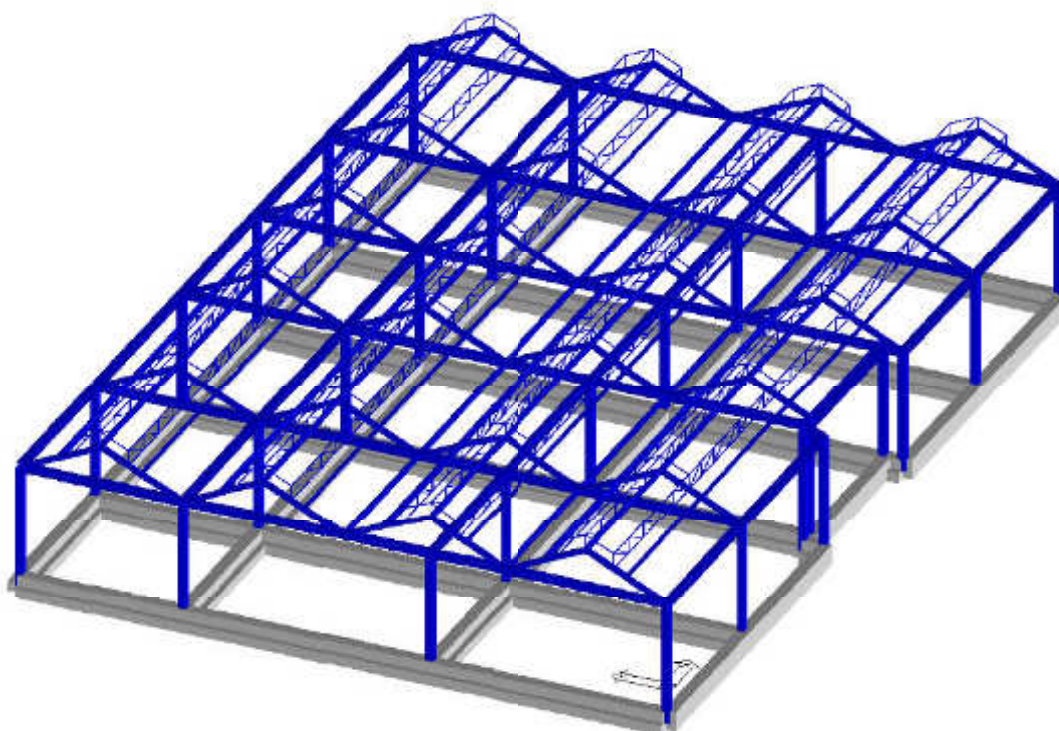
La struttura portante è costituita da elementi in acciaio con copertura a capriate collegati da elementi ad anima piena, che collegano i pilastri quadrangolare in acciaio.

Le opere in fondazione sono del tipo a travi rovesce con piano di posa a - 1,80 metri circa dal piano campagna.

La dimensione in pianta della struttura possono essere racchiuse in un rettangolo di lati 26,40 m x 35,77 m, con altezza alla linea di gronda di 3,61 m circa, e altezza massima al colmo di circa 5,30 m, rispetto al piano stradale.

La copertura sarà realizzata a falde con moduli ripetitivi, con manto di copertura con pannelli isolanti e manto di tegole.

Per maggiori dettagli si faccia riferimento al progetto architettonico e strutturale allegati alla presente.



Modello strutturale simulato al calcolatore

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

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

3 Materiali impiegati e resistenze di calcolo

Di seguito si elencano le caratteristiche dei materiali adottati per realizzare dell'opera in oggetto.

3.1 Conglomerato cementizio armato sopraelevazione

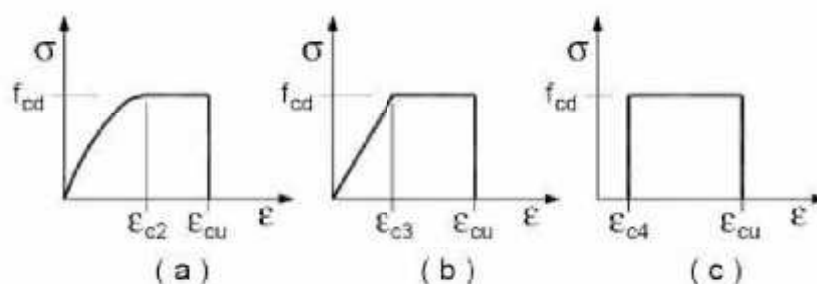
Per la realizzazione dei nuovi elementi in c.a. si è adottato una miscela di calcestruzzo con resistenza a compressione pari a 300 kg/cm^2 classe tipo C25/30.

- Modulo di elasticità ($E_c=34.180 \text{ N/mm}^2$)
- Peso specifico $\gamma_c=2500 \text{ Kg/m}^3$
- Resistenza di calcolo a compressione $f_{cd} = 15.79 \text{ N/mm}^2$
- Classi di esposizione XC2
- Max rapporto acqua/cemento = 0.60
- Minima classe di resistenza = 30 N/mm^2
- Contenuto minimo di cemento = 300 Kg/mm^3
- Classe di consistenza S4

Per ciascuna classe di calcestruzzo impiegata sono riportati i valori di:

- Resistenza di calcolo a trazione (f_{ctd})
- Resistenza a rottura per flessione (f_{cfm})
- 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 è stato adottato il modello riportato in a), mentre per le verifiche degli elementi a pressoflessione deviata è stato adottato il diagramma tipo a)



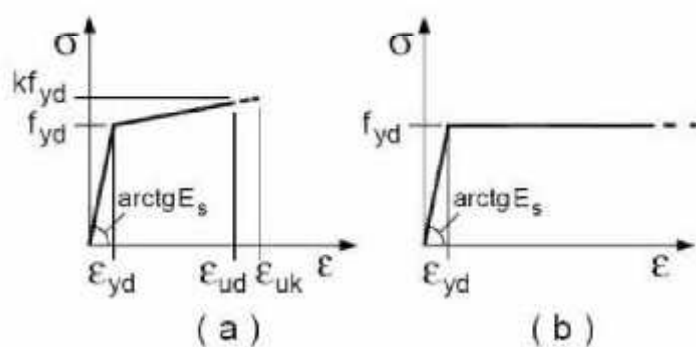
Diagrammi di calcolo tensione/deformazione del calcestruzzo

La deformazione massima ϵ_{cmax} 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 (γ_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 stato adottato il modello elastico perfettamente plastico descritto in b).



Legame costitutivo dei materiali

La resistenza di calcolo è data da f_{yk}/γ_f . Il coefficiente di sicurezza γ_f si assume pari a 1,15.

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

3.2 Acciaio armature per elementi nuovi in c.a.

Per quanto concerne le armature degli elementi in c.a. si è adottato acciaio tipo B450C caratterizzato dai seguenti valori nominali delle tensioni caratteristiche di snervamento e rottura utilizzati nei calcoli:

Acciaio tipo B450C

f_{yk} tensione caratteristica di snervamento: ≥ 450 MPa

f_{tk} tensione caratteristica di rottura: ≥ 540 MPa

Allungamento totale al carico massimo $A_{gt} \geq 7\%$

Rapporto $f_t/f_y = 1,13 \leq R_m/R_e \leq 1,35$

rispettando i requisiti indicati nella Tab. 11.3.Ib delle NTC 2008:

Tabella 11.3.Ib

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

3.3 Acciaio per carpenteria metallica

Profili metallici Acciaio Fe430 - S275 (UNI-EN 10025-2)

f_{yk} tensione caratteristica di snervamento: $\geq 2750\ kg/cm^2$ ($\geq 275\ N/mm^2$)

f_{tk} tensione caratteristica di rottura: $\geq 4300\ kg/cm^2$ ($\geq 430\ N/mm^2$)

Bulloni ad alta resistenza - Classe 8.8

f_{yb} tensione caratteristica di snervamento: $6490\ kg/cm^2$ ($649\ N/mm^2$)

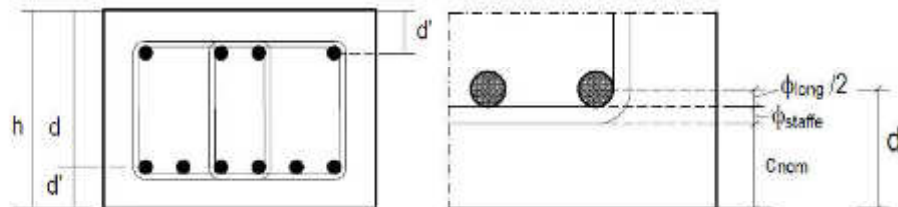
f_{tb} tensione caratteristica di rottura: $8000\ kg/cm^2$ ($800\ N/mm^2$)

3.4 Materiali e copriferri per strutture in c.a.

Classe di esposizione ambientale	Copriferro $c_{min,dur}$ [mm]							
	15	25	30	35	40	45	50	55
XC1	C25/30, 0.60, 300							
XC2	C25/30, 0.60, 300							
XC3	C28/35, 0.55, 320							
XC4	C32/40, 0.50, 340							
XD1	C28/35, 0.55, 320							
XD2	C35/45, 0.45, 380							
XD3	C35/45, 0.45, 380							
XS1	C28/35, 0.55, 320							
XS2	C35/45, 0.45, 380							
XS3	C35/45, 0.45, 380							
XF1	C28/35, 0.50, 320							
XF2 - XF3	C25/30, 0.50, 340							
XF4	C28/35, 0.45, 380							
XA1	C28/35, 0.55, 320							
XA2	C32/40, 0.50, 340							
XA3	C35/45, 0.45, 380							

$$c_{nom} = \max (c_{min,b}, c_{min,dur}) + 10 \text{ (mm)} \geq 20 \text{ mm}$$

$c_{min,b} = \phi \sqrt{n_b}$ n_b numero di barre di un eventuale gruppo di barre; per barra singola $n_b = 1$.



Altezze d e d'

3.4.1 Durabilità

1 Nessun rischio di corrosione o di attacco		
X0	Calcestruzzo privo di armatura o inserti metallici: tutte le esposizioni eccetto dove c'è gelo/disgelo, abrasione o attacco chimico. Calcestruzzo con armatura o inserti metallici molto asciutto.	Calcestruzzo all'interno di edifici con umidità dell'aria molto bassa.
2 Corrosione indotta da carbonatazione		
XC1	Asciutto o permanentemente bagnato	Calcestruzzo all'interno di edifici con bassa umidità relativa. Calcestruzzo costantemente immerso in acqua
XC2	Bagnato, raramente asciutto	Superfici di calcestruzzo a contatto con acqua per lungo tempo. Molte fondazioni
XC3	Umidità moderata	Calcestruzzo all'interno di edifici con umidità dell'aria moderata oppure elevata. Calcestruzzo esposto all'esterno protetto dalla pioggia
XC4	Ciclicamente bagnato e asciutto	Superfici di calcestruzzo soggette al contatto con acque, non nella classe di esposizione XC2
3 Corrosione indotta da cloruri		
XD1	Umidità moderata	Superfici di calcestruzzo esposte a nebbia salina
XD2	Bagnato, raramente asciutto	Piscine. Calcestruzzo esposto ad acque industriali contenenti cloruri
XD3	Ciclicamente bagnato ed asciutto	Parti di ponti esposte a spruzzi contenenti cloruri Pavimentazioni stradali e di parcheggi
4 Corrosione indotta da cloruri presenti nell'acqua di mare		
XS1	Esposto a nebbia salina ma non in contatto diretto con acqua di mare	Strutture prossime oppure sulla costa
XS2	Permanentemente sommerso	Parti di strutture marine
XS3	Zone esposte alle onde, agli spruzzi oppure alle maree	Parti di strutture marine
5 Attacco di cicli gelo/disgelo		
XF1	Moderata saturazione d'acqua, senza impiego di agente antigelo	Superfici verticali di calcestruzzo esposte alla pioggia e al gelo
XF2	Moderata saturazione d'acqua, con uso di agente antigelo	Superfici verticali di calcestruzzo di strutture stradali esposte al gelo e nebbia di agenti antigelo
XF3	Elevata saturazione d'acqua, senza antigelo	Superfici orizzontali di calcestruzzo esposte alla pioggia e al gelo
XF4	Elevata saturazione d'acqua, con antigelo oppure acqua di mare	Strade e impalcati da ponte esposti agli agenti antigelo Superfici di calcestruzzo esposte direttamente a nebbia contenente agenti antigelo e al gelo
6. Attacco chimico		
XA1	Ambiente chimico debolmente aggressivo	Suoli naturali ed acqua del terreno
XA2	Ambiente chimico moderatamente aggressivo	Suoli naturali ed acqua del terreno
XA3	Ambiente chimico fortemente aggressivo	Suoli naturali ed acqua del terreno

- Sovrapporre i ferri nelle riprese per almeno 60 diametri;
- Impiegare distanziatori in plastica o pasta di cemento per garantire un copriferro (misurato dall'esterno ferro e non dal baricentro ferro) di almeno cm 2,5 per le travi e cm 3 per i pilastri (a meno di prescrizioni superiori per esigenze di REI);
- Estendere la rete nella soletta dei solai fino all'esterno cordolo o travi;
- Sovrapporre le reti di cui sopra per almeno cm 20;
- Ancorare i ferri aggiuntivi superiori dei solai all'esterno delle travi di bordo, curando di tenere il baricentro a circa 2.5 cm dal filo superiore del getto della caldana del solaio;
- Nella giunzione per sovrapposizione dei ferri, non legare i due ferri fra loro, ma tenerli distanziati di almeno cm 2 (interferro).

4 Terreno di fondazione

Il sito interessato dall'opera di progetto è ubicato alla periferia ovest del centro abitato di Palermo.

Il sito non ricade in zone di pericolosità e/o rischio geomorfologico, presentandosi con un andamento pressoché pianeggiante, mentre verso ovest l'area si raccorda con le zone pedemontane dei rilievi noti come i Monti di Palermo.

Dal rilievo geologico e geomorfologico di superficie non si evincono movimenti gravitativi e segni di instabilità, che possono compromettere l'equilibrio dello stato attuale, a seguito della realizzazione dell'opera.

Per ricostruire il modello stratigrafico, e quindi le caratteristiche fisico-meccaniche, sono stati effettuati n° 4 sondaggi, eseguiti con trivella a rotazione, spinti ad una profondità di 10,00 m dal piano campagna.

I sondaggi hanno permesso di definire la stratigrafia dell'area interessata dalla struttura.

Di seguito si riportano i litotipi rinvenuti sulle verticali dei sondaggi, per i quali si riporta una breve descrizione, per maggiori dettagli si rimanda alla relazione geologica allegata alla presente. procedendo dall'alto verso il basso si incontrano, oltre ad un primo strato di terreno vegetale e materiali di riporto, argille di colore beige con venature grigiastre con frazione sabbiosa, che inglobano a tratti detriti di calcarei millimetrici.

A seguire si rinvergono argille di colore nocciola parzialmente alterate e mediamente consistenti. Successivamente si incontrano argille mediamente consistenti di colore bruno.

Infine, per profondità maggiori di sei metri, si attraversano delle argille di colore grigio man mano più consistenti che presentano una struttura scagliettata.

Per la classificazione dei terreni di fondazione, secondo le nuove disposizioni dell'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri (GU n. 30 del 4 febbraio 2008) e del Testo Unico per le costruzioni del 14 Gennaio 2008, si è eseguito, un'indagine geofisica di superficie, eseguita tramite due profili sismici (**MASW**), che costituisce una tecnica di indagine non invasiva che individua, al centro dello stendimento, il profilo di velocità di propagazione delle onde di taglio verticali V_s .

Mediante detta indagine è stato possibile caratterizzare la sismostratigrafia dei litotipi presenti e la determinazione del V_{s30} per definire la categoria del suolo di fondazione e la valutazione della **pericolosità sismica del sito**.

I risultati dell'indagine **MASW** mostrano un andamento abbastanza omogeneo delle onde di taglio per i primi metri, con velocità comprese tra 174 m/s e 251 m/s, indice di uno stato di mediocre addensamento.

I dati ottenuti evidenziano un aumento della velocità delle onde di taglio V_s , al crescere della

profondità, per profondità superiori ai 30 m dal p.c. si riscontrano terreni consistenti con valori di V_s di 460 m/s.

Dall'analisi dei dati sismici relativi alla prova MASW si è ottenuto un valore di V_{s30} pari a 363 m/s, di conseguenza ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto si può attribuire il suolo di fondazione alla **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)."*

L'area oggetto di studio, inoltre, ricade in **categoria T1** (superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media minore o uguale a 15°).

Di seguito si riportano i parametri geotecnici utilizzati per la fase di calcolo.

Litotipo 1 - Terreno vegetale e detriti: presente per i primi 150 cm;

- peso specifico $\gamma_s = 1,97$ t/m³
- peso specifico saturo $\gamma_{sat} = 2,10$ t/m³
- angolo di resistenza a taglio $\varphi' = 19^\circ$
- coesione (c') = 0,04 kg/cm²
- modulo edometrico (E_{ec}) = 100 kg/cm²

Litotipo 2 - Argille nocciola-beige mediamente consistenti: presente dai 150 cm ai 300 cm circa;

- peso specifico $\gamma_s = 1,90$ t/m³
- peso specifico saturo $\gamma_{sat} = 2,00$ t/m³
- angolo di resistenza a taglio $\varphi' = 20^\circ$
- coesione (c') = 0,50 kg/cm²
- modulo edometrico (E_{ed}) = 150 kg/cm²

Litotipo 3 - Argille di colore bruno mediamente consistenti: presente dai 300 cm ai 650 cm circa;

- peso specifico $\gamma_s = 1,90$ t/m³
- peso specifico saturo $\gamma_{sat} = 2,00$ t/m³
- angolo di resistenza a taglio $\varphi' = 20^\circ$
- coesione (c') = 0,50 kg/cm²
- modulo edometrico (E_{ed}) = 150 kg/cm²

Litotipo 4 - Argille di colore grigio: presente dai 650 cm in poi;

- peso specifico $\gamma_s = 2,00$ t/m³

- peso specifico saturo $\gamma_{\text{sat}} = 2,10 \text{ t/m}^3$
- angolo di resistenza a taglio $\varphi' = 20^\circ\text{-}26^\circ$
- coesione (c') = $0,50 \text{ kg/cm}^2$
- modulo edometrico (E_{ed}) = 200 kg/cm^2

5 Elementi strutturali

La struttura sismo-resistente sarà del tipo a telaio in acciaio, nella quale la resistenza alle azioni verticali è affidata alle colonne in acciaio, la resistenza alle azioni orizzontali è affidata a telai spaziali costituiti dalle capriate e alle travi in acciaio che collegano le colonne, così come previsto nelle norme vigenti.

Tutti gli elementi strutturali previsti saranno profili in acciaio tipo Profili metallici Acciaio Fe430 - S275 (UNI-EN 10025-2).

Il manto di copertura sarà realizzato con pannelli tipo isolpack fissati agli arcarecci mediante bullonatura.

Secondo le norme tecniche Le strutture sismo-resistenti in acciaio possono essere distinte, in accordo con il loro comportamento, nelle seguenti tipologie strutturali:

a) **Strutture intelaiate:** composte da telai che resistono alle forze orizzontali con un comportamento prevalentemente flessionale. In queste strutture le zone dissipative sono principalmente collocate alle estremità delle travi in prossimità dei collegamenti trave-colonna, dove si possono formare le cerniere plastiche e l'energia viene dissipata per mezzo della flessione ciclica plastica.

b) **Strutture con controventi concentrici:** nei quali le forze orizzontali sono assorbite principalmente da membrature soggette a forze assiali. In queste strutture le zone dissipative sono principalmente collocate nelle diagonali tese.

c) **Strutture con controventi eccentrici:** nei quali le forze orizzontali sono principalmente assorbite da membrature caricate assialmente, ma la presenza di eccentricità di schema permette la dissipazione di energia nei traversi per mezzo del comportamento ciclico a flessione e/o taglio. I controventi eccentrici possono essere classificati come dissipativi quando la plasticizzazione dei traversi dovuta alla flessione e/o al taglio precede il raggiungimento della resistenza ultima delle altre parti strutturali.

d) **Strutture a mensola o a pendolo inverso:** costituite da membrature presso-inflesse in cui le zone dissipative sono collocate alla base.

e) **Strutture intelaiate con controventi concentrici:** nelle quali le azioni orizzontali sono assorbite sia da telai che da controventi agenti nel medesimo piano.

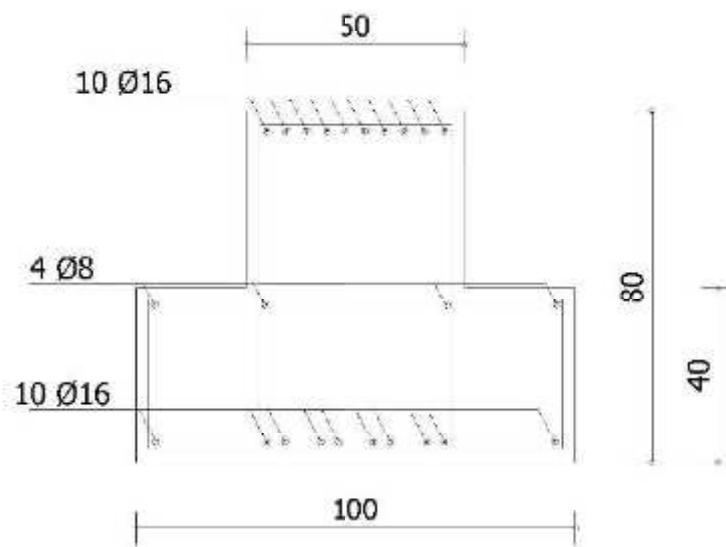
f) **Strutture intelaiate con tamponature:** costituite da tamponature in muratura o calcestruzzo non collegate ma in contatto con le strutture intelaiate.

Si illustreranno nel prosieguo le caratteristiche degli elementi strutturali che vanno a costituire la struttura.

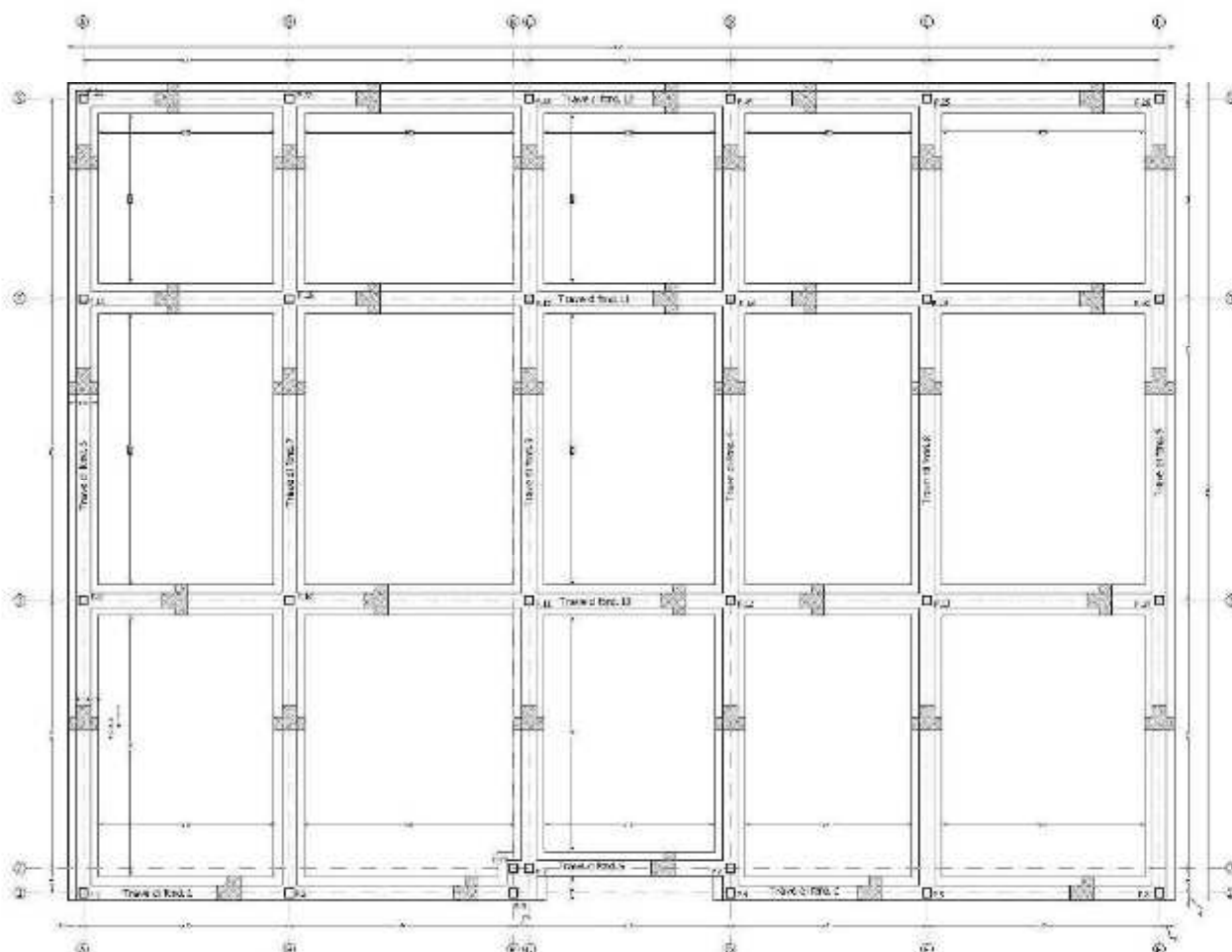
5.1 Opere di fondazione

Le opere in fondazione del fabbricato saranno del tipo dirette a travi rovesce, con armatura di base costituita da una ferri ϕ 16 disposti come da esecutivi.

Tale tipologia di fondazione è stata scelta perché più idonea e per la tipologia del terreno di sedime e per la tipologia di struttura, in modo da garantire una rigidezza orizzontale, collegando le colonne tra loro nel piano di fondazione.



Schema armature travata di fondazione



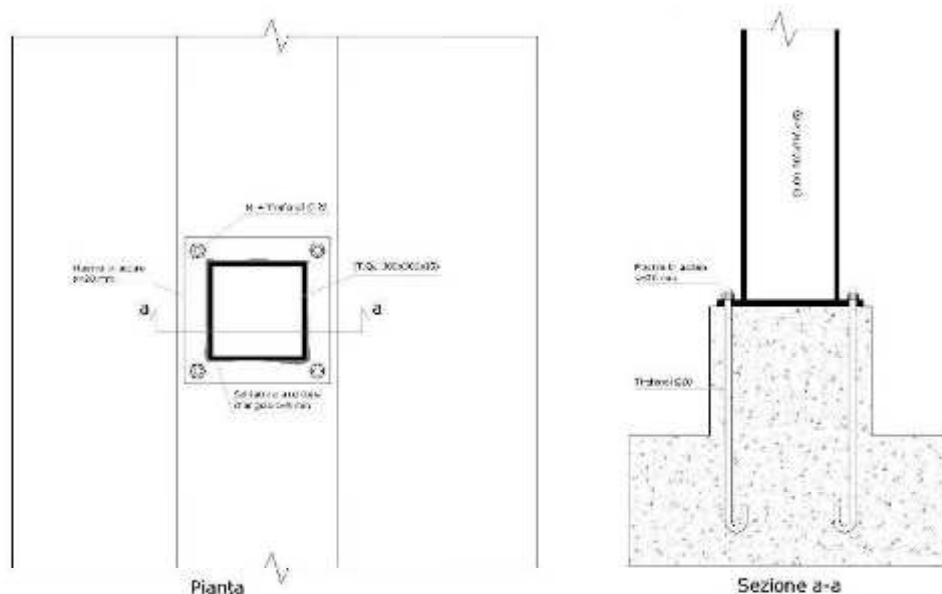
Schema impalcato di fondazione

5.2 Strutture in elevazione

5.2.1 Colonne in acciaio

Le colonne saranno realizzate in acciaio tipo acciaio Fe430 - S275 (UNI-EN 10025-2) con sezione del profilo T.Q. 300x300x10, collegate trasversalmente con le capriate e longitudinalmente con travi in acciaio tipo HEA 300. Le colonne in acciaio saranno collegate alla piastra di fondazione mediante sistema con piastra e tirafondi, così come rappresentato nella figura seguente.

Mentre in sommità sono collegate da un sistema di travi in acciaio Fe430 - S275 con sezione tipo HEA 300.

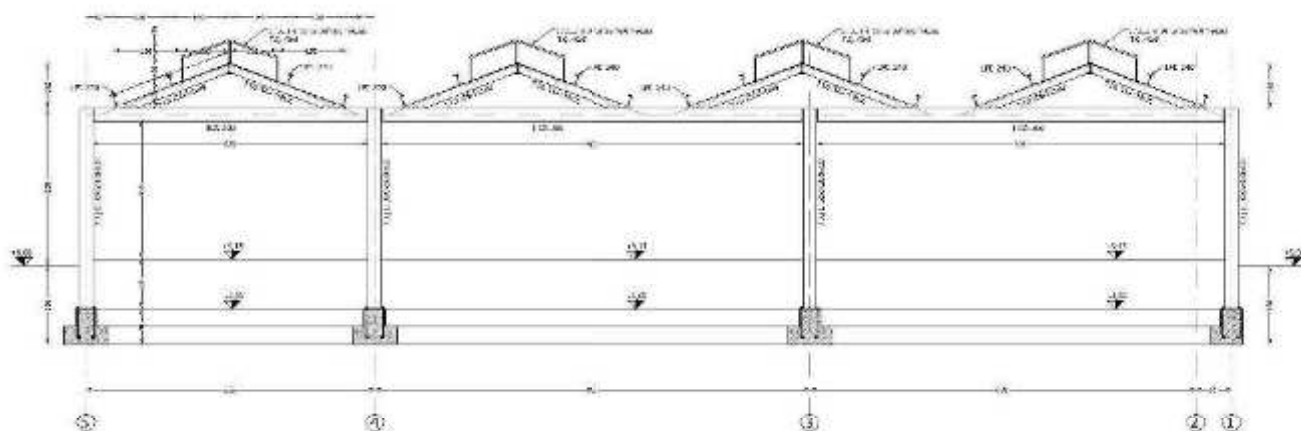


Schema attacco colonna - fondazione

5.2.2 Elementi orizzontali in acciaio

La struttura portante del manto di copertura è costituita dagli arcarecci con sezione tipo IPE 240 in acciaio tipo Acciaio Fe430 - S275, che collegano i vari telai trasversali, costituiti dalle capriate a schema semplice realizzati con elementi a lati disuguali di sezione tipo 2 LD 200x150x10.

Nei lati più lunghi, perimetralmente, le colonne saranno connesse mediante travi in acciaio con sezione tipo HEA 300, la connessione trave-colonna avverrà mediante un sistema di piastre e bulloni.



Per una maggiore comprensione degli schemi strutturali si faccia riferimento alle tavole di progetto riportate in allegato.

6 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 sulla base di un pre-dimensionamento degli elementi strutturali.

L'analisi dei carichi è stata condotta determinando i pesi propri, i pesi permanenti e la destinazione d'uso, nonché i carichi accidentali previsti dalla normativa vigente.

6.1 Carichi permanenti

I carichi permanenti sono caratterizzati dal peso proprio dei profili metallici e dai carichi permanenti portati.

Per i carichi permanenti portati degli elementi di fondazione è stato considerato un carico pari 100 kg/m^2 , mentre per la copertura si è considerato un carico permanente portato pari a circa 60 kg/m^2 .

6.2 Carichi accidentali

I carichi accidentali sono stati valutati secondo quanto previsto nelle norme tecniche, in particolare per quanto riguarda il carico accidentale dovuto alla neve, per la zona in cui ricade l'opera, è stato previsto un carico accidentale pari a 60 kg/m^2 , valutato secondo quanto riportato al cap. 3 - AZIONI SULLE COSTRUZIONI - Par. 3.3 e 3.4.

Tabella 3.1.II – Valori dei carichi d'esercizio per le diverse categorie di edifici

Cat.	Ambienti	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]	H_k [kN/m]
A	Ambienti ad uso residenziale. Sono compresi in questa categoria i locali di abitazione e relativi servizi, gli alberghi. (ad esclusione delle aree suscettibili di affollamento)	2,00	2,00	1,00
B	Uffici. Cat. B1 Uffici non aperti al pubblico Cat. B2 Uffici aperti al pubblico	2,00 3,00	2,00 2,00	1,00 1,00
C	Ambienti suscettibili di affollamento Cat. C1 Ospedali, ristoranti, caffè, banche, scuole Cat. C2 Balconi, ballatoi e scale comuni, sale convegni, cinema, teatri, chiese, tribune con posti fissi Cat. C3 Ambienti privi di ostacoli per il libero movimento delle persone, quali musei, sale per esposizioni, stazioni ferroviarie, sale da ballo, palestre, tribune libere, edifici per eventi pubblici, sale da concerto, palazzetti per lo sport e relative tribune	3,00 4,00 5,00	2,00 4,00 5,00	1,00 2,00 3,00
D	Ambienti ad uso commerciale. Cat. D1 Negozi Cat. D2 Centri commerciali, mercati, grandi magazzini, librerie...	4,00 5,00	4,00 5,00	2,00 2,00
E	Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale. Cat. E1 Biblioteche, archivi, magazzini, depositi, laboratori manifatturieri Cat. E2 Ambienti ad uso industriale, da valutarsi caso per caso	$\geq 6,00$ —	6,00 —	1,00* —
F-G	Rimesse e parcheggi. Cat. F Rimesse e parcheggi per il transito di automezzi di peso a pieno carico fino a 30 kN Cat. G Rimesse e parcheggi per transito di automezzi di peso a pieno carico superiore a 30 kN: da valutarsi caso per caso	2,50 —	2 x 10,00 —	1,00** —
H	Coperture e sottotetti Cat. H1 Coperture e sottotetti accessibili per sola manutenzione Cat. H2 Coperture praticabili Cat. H3 Coperture speciali (impianti, eliporti, altri) da valutarsi caso per caso	0,50 — —	1,20 — —	1,00 secondo categoria di appartenenza —
* non comprende le azioni orizzontali eventualmente esercitate dai materiali immagazzinati				
** per i soli parapetti o partizioni nelle zone pedonali. Le azioni sulle barriere esercitate dagli automezzi dovranno essere valutate caso per caso				

6.2.1 Azione del vento

Zona vento = 4 ($V_{b,0} = 28$ m/s; $A_0 = 500$ m; $K_a = 0,020$ 1/s)

Classe di rugosità del terreno: A [Aree urbane con almeno il 15% della superficie coperta da edifici la cui altezza media superi 15 m]

Categoria esposizione: tipo IV ($K_r = 0,22$; $Z_0 = 0,30$ m; $Z_{min} = 8$ m)

Velocità di riferimento = 28,00 m/s

Pressione cinetica di riferimento (q_b) = 49 daN/mq

Coefficiente di forma (C_p)=1,00; Coefficiente dinamico (C_d)=1,00; Coefficiente di esposizione (C_e)=1,63

Coefficiente di esposizione topografica (C_t) = 1,00

Altezza dell'edificio = 7,50 m

Pressione del vento ($p = q_b C_e C_p C_d$) = 80 daN/mq

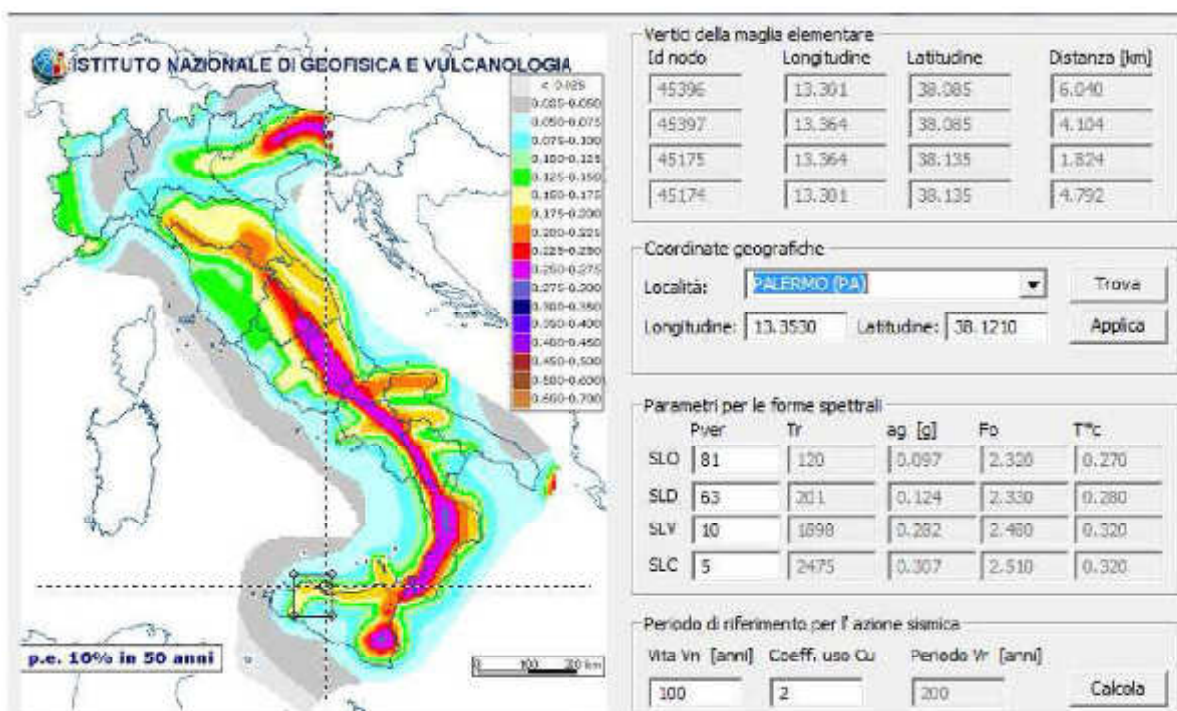
7 Valutazione dell'azione sismica

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.



7.1 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 non 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 rigidità	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	NO

REGOLARITÀ DELLA STRUTTURA IN ALTEZZA	
Tutti i sistemi resistenti verticali (quali telai e pareti) si estendono per tutta l'altezza della costruzione	NO
Massa e rigidità 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 rigidità non si riduce da un orizzontamento a quello sovrastante più del 30% e non aumenta più del 10%); ai fini della rigidità 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	NO
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	NO
Eventuali restringimenti della sezione orizzontale della costruzione avvengono in modo graduale da un orizzontamento al successivo, rispettando i seguenti limiti:	NO

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	
--	--

La rigidità 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
- NON REGOLARE in altezza

7.2 Classe di duttilità

La classe di duttilità è rappresentativa della capacità dell'edificio in cemento armato 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"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 imprevisti, si fa ricorso ai procedimenti tipici della gerarchia delle resistenze.

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

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

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

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	Coef. Ampl. Strat.
Stato limite di operatività	1.50
Stato limite di danno	1.50
Stato limite salvaguardia della vita	1.50
Stato limite prevenzione collasso	1.47

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 II.

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: 3,20

Fattore di Struttura q per sisma orizzontale in direzione Y: 3,20

Fattore di Struttura q per sisma verticale: 1,50

7.3.1 Fattore di struttura

Struttura regolare in pianta, non regolare in altezza, progettata in bassa duttilità.

Sistema costruttivo: Acciaio

Tipologia strutturale: Strutture intelaiate o Strutture con controventi eccentrici

$q_0 = 4,00$

$a_u/a_1 = 1,00$

$K_r = 0,80$

Valore fattore di struttura q da utilizzare: 3.20

8 Criteri di calcolo

I calcoli e le verifiche sono condotti con il criterio semiprobabilistico degli stati limite secondo i metodi e le prescrizioni del D.M. del 14 gennaio 2008.

8.1 Stato limite ultimo

Per la situazione permanente e transitoria si verifica che l'azione sollecitante di calcolo S_d sia inferiore alla resistenza ultima di calcolo R_d .

Le azioni sollecitanti di calcolo vanno calcolate secondo la seguente formulazione:

$$F_d = \gamma_g \cdot G_k + \gamma_p \cdot P_k + \gamma_q \cdot [Q_{1k} + \sum(\psi_{0i} \cdot Q_{ik})]$$

dove:

G_k è il valore caratteristico delle azioni permanenti;

P_k è il valore caratteristico delle azioni di precompressione;

Q_{1k} è il valore caratteristico dell'azione base di ogni combinazione;

Q_{ki} i valori caratteristici delle azioni variabili tra loro indipendenti;

$\gamma_g = 1,4$ (1,0 se il suo contributo aumenta la sicurezza);

$\gamma_p = 0,9$ (1,2 se il suo contributo diminuisce la sicurezza);

$\gamma_q = 1,5$ (0 se il suo contributo aumenta la sicurezza);

ψ_{0i} = coefficiente di combinazione allo stato limite ultimo da determinarsi sulla base di considerazioni statiche.

8.2 Stato limite di danno

Si verifica imponendo che lo spostamento strutturale di interpiano sia limitato in modo da non provocare danni che rendano temporaneamente inagibile l'edificio; tale spostamento per un edificio con tamponamenti collegati rigidamente alla struttura deve essere:

$$d_r < 0.005 h_i$$

Tale spostamento è conseguente a una azione sismica con spettro di progetto elastico ridotto con un **fattore $q = 3,20$**

$$F_{d,su} = \gamma_1 \cdot E + G_k + P_k + \sum(\psi_{j,i} \cdot Q_{ki})$$

dove:

$\gamma_1 \cdot E$ è il valore dell'azione sismica per lo stato limite in esame;

G_k è il valore caratteristico delle azioni permanenti;

P_k è il valore caratteristico delle azioni di precompressione;

Q_{ki} i valori caratteristici delle azioni Q_i variabili tra loro indipendenti;

$\psi_{j,i} = \psi_{0,i}$ (SLD) coefficiente che fornisce il valore raro dell'azione variabile Q_i

γ_1 è il fattore di importanza (Ord. n°3274-20 marzo 2003, §4.7)

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali: $G_k + \Sigma(\psi_{E,i} \cdot Q_{ki})$

$\psi_{E,i}$ è il coefficiente di combinazione dell'azione variabile Q_i che tiene conto che tutti i carichi $\psi_{0i} \cdot Q_{ki}$ (SLD) siano presenti sull'intera struttura in occasione del sisma e si ottiene moltiplicando ψ_{0i} e ψ_{2i} per φ .

8.3 Stato limite di esercizio

Per le verifiche di stati limite di esercizio si fa riferimento alle seguenti combinazioni di carico:

- combinazione rara: $F_r = G_k + P_k + Q_{1k} + \Sigma(\psi_{0i} \cdot Q_{ki})$
- combinazione frequente: $F_f = G_k + P_k + \psi_{11} \cdot Q_{1k} + \Sigma(\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$
- combinazione quasi permanente: $F_p = G_k + P_k + \Sigma(\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$

dove

$$\gamma_g = \gamma_p = \gamma_q = 1$$

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_0 , ψ_1 , ψ_2 si attribuiscono i seguenti valori:

Azione carichi variabili nei fabbricati per: $\psi_0 \ \psi_1 \ \psi_2$ - abitazioni 0,7 0,5 0,2

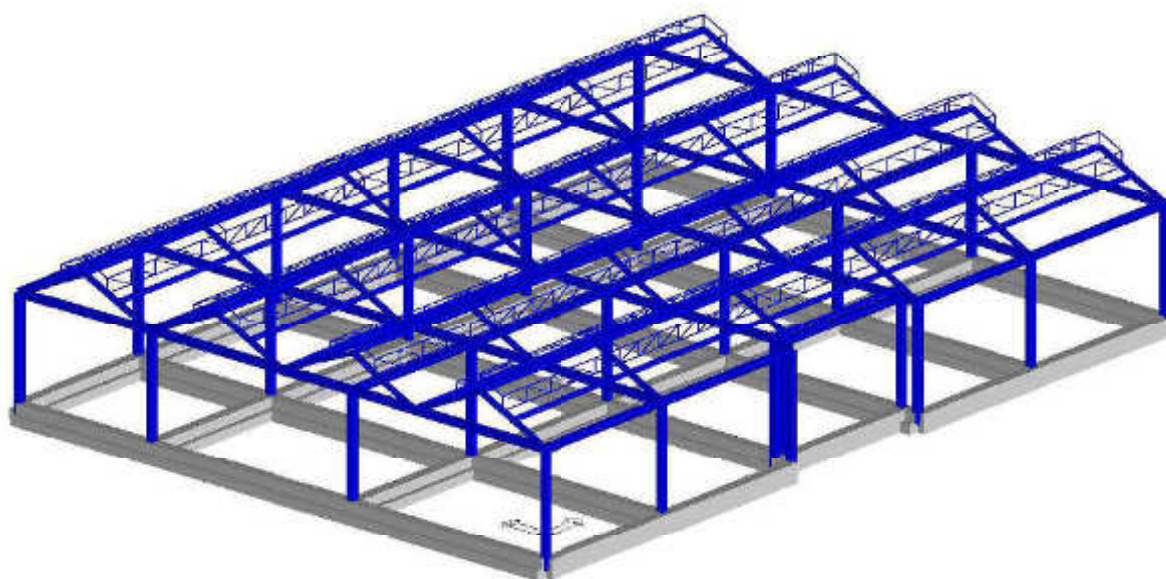
9 Descrizione del modello di calcolo

9.1 Premessa

Di seguito viene riportata una descrizione generale dell'opera e dei criteri generali di analisi e verifica, in conformità al punto §10.1 del DM 14/01/08, seguono inoltre le indicazioni fornite al §10.2 del DM stesso per quanto concerne le analisi e le verifiche svolte con l'ausilio del software di calcolo:

<i>9.1.1 Informazioni sul codice di calcolo</i>	
Titolo:	PRO_SAP PROfessional Structural Analysis Program
Versione:	PROFESSIONAL (build 2011-06-155)
Produttore-Distributore:	2S.I. Software e Servizi per l'Ingegneria s.r.l., Ferrara

Di seguito viene riportata una descrizione generale dell'opera e dei criteri generali di verifica, in conformità al punto §10.1 del DM 14/01/08.



Modello simulato al calcolatore

Nella simulazione al calcolatore la struttura è stata modellata con elementi tipo D2 per simulare gli elementi pilastri e travi in acciaio in elevazione e travi di fondazione in c.a., elementi tipo solaio per simulare gli impalcati e i carichi in copertura, assegnando loro le opportune proprietà e caratteristiche.

Si è sottoposto il modello all'azione del peso proprio, dei carichi permanenti, accidentali, nonché all'azione sismica.

Secondo le NTC 2008 il modello della struttura deve essere tridimensionale e rappresentare in modo adeguato le effettive distribuzioni spaziali di massa, rigidezza e resistenza, con particolare attenzione alle situazioni nelle quali componenti orizzontali dell'azione sismica possono produrre forze d'inerzia verticali (travi di grande luce, sbalzi significativi, etc.).

Nella definizione del modello alcuni elementi strutturali, considerati "secondari", e gli elementi non strutturali autoportanti (tamponature e tramezzi), sono stati rappresentati unicamente in termini di massa, non considerando il loro contributo alla rigidezza e alla resistenza del sistema strutturale in quanto non possiedono rigidezza e resistenza tali da modificare significativamente il comportamento del modello.

Gli orizzontamenti sono stati considerati infinitamente rigidi nel loro piano, in quanto, così come prescritto, sono realizzati in latero-cemento con soletta in c.a. di almeno 40 mm di spessore.

Per rappresentare la rigidezza degli elementi strutturali si sono adottati modelli lineari, che trascurano le non linearità di materiale e geometriche tenendo conto della fessurazione dei materiali fragili.

Le azioni conseguenti al moto sismico sono state modellate direttamente attraverso spettri di risposta.

le norme prescrivono che per tenere conto della variabilità spaziale del moto sismico, nonché di eventuali incertezze nella localizzazione delle masse, al centro di massa deve essere attribuita una eccentricità accidentale rispetto alla sua posizione quale deriva dal calcolo.

Nello specifico in assenza di più accurate determinazioni l'eccentricità accidentale in ogni direzione non può essere considerata inferiore a 0,05 volte la dimensione dell'edificio misurata perpendicolarmente alla direzione di applicazione dell'azione sismica. Detta eccentricità è assunta costante, per entità e direzione, su tutti gli orizzontamenti.

9.2 Modellazione delle sezioni

Il programma consente l'uso di sezioni diverse. Nello specifico sono stati previsti i seguenti tipi di sezione:

1 sezione di tipo generico

Le sezioni utilizzate nella modellazione sono individuate da una sigla identificativa ed un codice numerico (gli elementi strutturali richiamano quest'ultimo nella propria descrizione). Per ogni sezione vengono riportati in tabella i seguenti dati:

Area	area della sezione
A V2	area della sezione/fattore di taglio (per il taglio in direzione 2)
A V3	area della sezione/fattore di taglio (per il taglio in direzione 3)
Jt	fattore torsionale di rigidezza
J2-2	momento d'inerzia della sezione riferito all'asse 2
J3-3	momento d'inerzia della sezione riferito all'asse 3
W2-2	modulo di resistenza della sezione riferito all'asse 2

W3-3	modulo di resistenza della sezione riferito all'asse 3
Wp2-2	modulo di resistenza plastico della sezione riferito all'asse 2
Wp3-3	modulo di resistenza plastico della sezione riferito all'asse 3

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

Per le sezioni di tipo generico (tipo 1.) i valori dimensionali con prefisso B sono riferiti all'asse 2 mentre i valori dimensionali con prefisso H sono riferiti all'asse 3.

Id	Tipo	Area	A V2	A V3	Jt	J 2-2	J 3-3	W 2-2	W 3-3	Wp 2-2	Wp 3-3
		cm ²	cm ²	cm ²	cm ⁴	cm ⁴	cm ⁴	cm ³	cm ³	cm ³	cm ³
1	T.QU 300x300x10	112.57	0.0	0.0	2.497e+04	1.552e+04	1.552e+04	1034.62	1034.62	1210.91	1210.91
2	2 LD 200x150x10 affiancati lato lungo a dist.= 10.00	68.40	0.0	0.0	22.66	2470.88	2800.00	159.41	199.20	191.29	239.04
4	HEA 300 CORRENTE INF.	112.50	0.0	0.0	85.20	6310.00	1.826e+04	420.60	1259.50	641.20	1383.30
8	IPE 240 ARCARECCI	39.10	0.0	0.0	12.90	284.00	3892.00	47.30	324.30	73.90	366.60
10	T.QU 40x3	4.44	0.0	0.0	15.20	10.19	10.19	5.09	5.09	6.17	6.17
12	T rovescia: bi=100.00 ht=80.00 bs=50.00 hi=40.00 TRAVE FOND.	6000.00	0.0	0.0	3.67e+06	3.750e+06	2.933e+06	7.500e+04	6.286e+04	9.000e+04	7.543e+04
13	L inversa: bi=80.00 ht=80.00 bs=50.00 hi=40.00 TRAVE FOND.	5200.00	0.0	0.0	3.190e+06	2.400e+06	2.663e+06	5.244e+04	5.968e+04	6.293e+04	7.161e+04

10 Combinazioni di calcolo

Le combinazioni di calcolo considerate sono quelle previste dal D.M. 14.01.2008 per i vari stati limite e per le varie azioni e tipologie costruttive.

In particolare, ai fini delle verifiche degli stati limite, sono state definite le seguenti combinazioni delle azioni (Cfr. al § 2.5.3 NTC 2008):

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU) (2.5.1)
- Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche alle tensioni ammissibili di cui al § 2.7(2.5.2)
- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili (2.5.3)
- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine(2.5.4)
- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E (v. § 3.2 form. 2.5.5):
- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto Ad (v. § 3.6 form. 2.5.6):

Nelle combinazioni per SLE, sono stati omessi i carichi Q_{kj} dal momento che hanno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi G_2 .

Altre combinazioni sono state considerate in funzione di specifici aspetti (p. es. fatica, ecc.), ove nelle formule il simbolo "+" è da intendersi "combinato con".

I valori dei coefficienti parziali di sicurezza γ_{Gi} e γ_{Qj} sono stati desunti dalle norme (Cfr. § 2.6.1, Tab. 2.6.I)

10.1 Combinazioni sismiche

Nel caso delle costruzioni civili e industriali le verifiche agli stati limite ultimi o di esercizio sono state effettuate per la combinazione dell'azione sismica con le altre azioni (Cfr. § 2.5.3 form. 3.2.16 delle NTC 2008)

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai carichi gravitazionali (form. 3.2.17).

I valori dei coefficienti γ_{2j} sono stati desunti dalle norme (Cfr. Tabella 2.5.I)

La struttura è stata progettata così che il degrado nel corso della sua vita nominale, con manutenzione ordinaria, non pregiudichi le sue prestazioni in termini di resistenza, stabilità e funzionalità, portandole al di sotto del livello richiesto dalle presenti norme.

Le misure di protezione contro l'eccessivo degrado sono state stabilite con riferimento alle

previste condizioni ambientali.

La protezione contro l'eccessivo degrado è stata ottenuta con un'opportuna scelta dei dettagli, dei materiali e delle dimensioni strutturali, con l'utilizzo, ove necessario, dell'applicazione di sostanze o ricoprimenti protettivi, nonché con l'adozione di altre misure di protezione attiva o passiva.

11 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 (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.

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.

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.

11.1 Elementi in fondazione

Per definire il comportamento meccanico del volume di terreno (volume significativo) influenzato, direttamente dalla struttura, a seguito dell'intervento di consolidamento si è proceduto alla valutazione della sicurezza in termini di carico limite del terreno valutato dopo l'intervento.

Per la determinazione del carico limite del complesso terreno-fondazione, inteso come valore asintotico del diagramma carico-cedimento, si fa riferimento a due principali meccanismi di rottura: il "meccanismo generale" e quello di "punzonamento".

Il primo è caratterizzato dalla formazione di una superficie di scorrimento, il terreno sottostante la fondazione rifluisce lateralmente e verso l'alto, in modo che la superficie del terreno circostante la fondazione è interessato da un meccanismo di sollevamento ed emersione della superficie di scorrimento.

Il secondo meccanismo, è caratterizzato dall'assenza di una superficie di scorrimento ben definita; il terreno sotto la fondazione si comprime ed in corrispondenza della superficie del terreno circostante la fondazione si osserva un abbassamento generalizzato.

Questo ultimo meccanismo non consente una precisa individuazione del carico limite, in quanto la curva dei cedimenti in funzione del carico applicato non raggiunge mai un valore asintotico ma cresce indefinitamente. Il VESIC ha studiato il fenomeno della rottura per punzonamento assimilando il terreno ad un mezzo elasto-plastico e la rottura per carico limite all'espansione di una cavità cilindrica.

In questo caso il fenomeno risulta retto da un indice di rigidezza "Ir" è definito come fatto in precedenza e di cui se ne riporta ulteriormente una descrizione:

$$I_r = \frac{G}{c' + \sigma' \cdot \operatorname{tg}(\varphi)}$$

Per la determinazione del modulo di rigidezza a taglio si utilizzeranno le seguenti relazioni:

$$G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)}; \quad E = E_{ed} \frac{1 - \nu - 2 \cdot \nu^2}{1 - \nu}; \quad \nu = \frac{k_0}{1 + k_0}; \quad k_0 = 1 - \operatorname{sen}(\varphi).$$

Indice di rigidezza viene confrontato con l'indice di rigidezza critico "Ir,crit", avente la seguente espressione:

$$I_{r,crit} = \frac{e^{\left[\left(3.1 - 0.45 \frac{B}{L} \right) \cdot \operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \right]}}{2}$$

La rottura per punzonamento del terreno di fondazione avviene quando l'indice di rigidezza si mantiene minore di quello critico. Tale teoria comporta l'introduzione di coefficienti correttivi

all'interno della formula trinomia del carico limite detti "Coefficienti di punzonamento" i quali sono funzione dell'indice di rigidezza, dell'angolo d'attrito e della geometria dell'elemento di fondazione. La loro espressione è la seguente:

- se $I_r < I_{r,crit}$ si ha :

$$\Psi_\gamma = \Psi_q = e^{-\left[\left(0,6 \frac{B}{L} - 4,4 \right) \log(\varphi) + \frac{2,07 \cdot \sin(\varphi) \log_{10}(2I_r)}{1 + \sin(\varphi)} \right]} \quad \text{se } \varphi = 0 \Rightarrow \Psi_\gamma = \Psi_q = 1$$

$$\Psi_c = \Psi_q \frac{1 - \Psi_q}{N_c \cdot \tan(\varphi)} \quad \text{se } \varphi = 0 \Rightarrow \Psi_c = 0,32 + 0,12 \cdot \frac{B}{L} + 0,6 \cdot \log_{10}(I_r)$$

- se $I_r > I_{r,crit}$ si ha che $\Psi_\gamma = \Psi_q = \Psi_c = 1$.

Il significato dei simboli adottati nelle equazioni sopra riportate è il seguente:

- Eed è il modulo edometrico del terreno sottostante la fondazione;
- ν è il coefficiente di Poisson del terreno sottostante la fondazione;
- k_0 è il coefficiente di spinta a riposo del terreno sottostante la fondazione;
- φ è l'angolo d'attrito efficace del terreno sottostante il piano di posa;
- c' è la coesione in termini di tensioni efficaci;
- σ' è la tensione litostatica effettiva a profondità $D+B/2$;
- L è la luce delle singole travi di fondazione;
- D è la profondità del piano di posa della fondazione dal piano campagna;
- B è la larghezza della trave di fondazione.

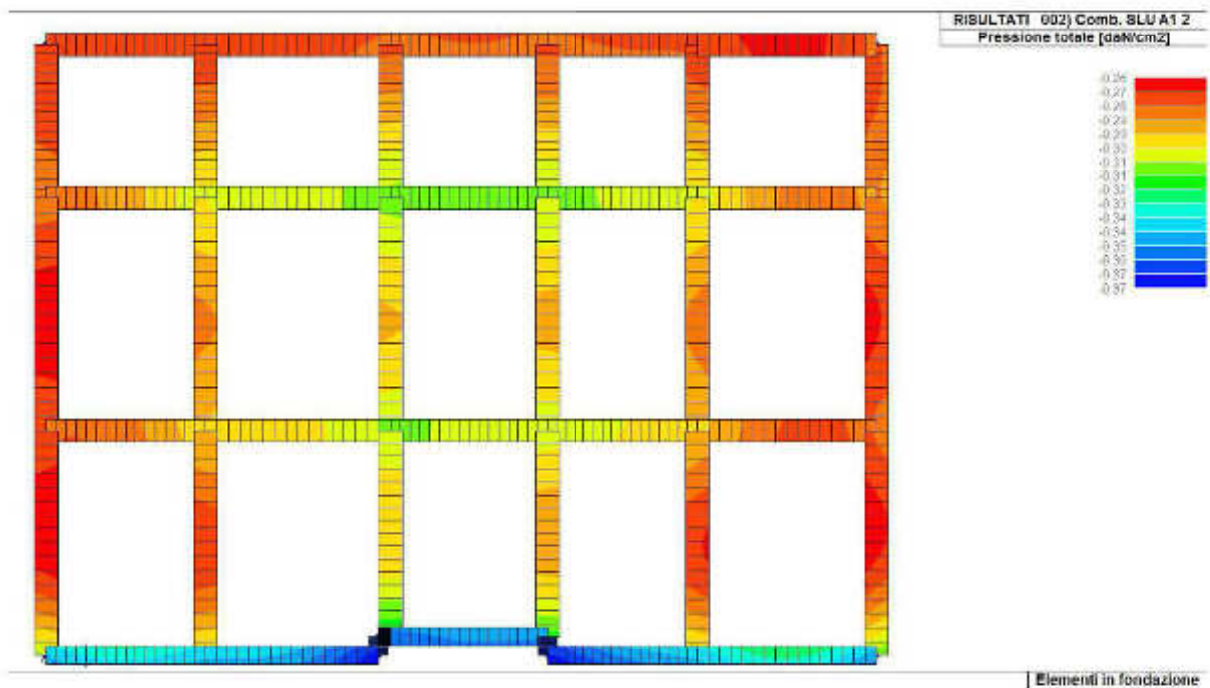
Definito il meccanismo di rottura si passa al calcolo del carico limite modellando il terreno come mezzo rigido perfettamente plastico. L'espressione del carico limite è la seguente:

$$q_{ult} = \gamma_1 \cdot D \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot \Psi_q + c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot \Psi_c + \gamma_2 \cdot \frac{B}{2} \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot \Psi_\gamma \cdot r_\gamma$$

Il significato dei termini presenti nella relazione trinomia sopra riportata è il seguente:

- N_q, N_c, N_γ sono i fattori adimensionali di portanza funzione dell'angolo d'attrito interno del terreno;
- s_q, s_c, s_γ sono i coefficienti che rappresentano il fattore di forma;
- d_q, d_c, d_γ sono i coefficienti che rappresentano il fattore dell'approfondimento;
- i_q, i_c, i_γ sono i coefficienti che rappresentano il fattore di inclinazione del carico;
- γ_1 è il peso per unità di volume del terreno sovrastante il piano di posa;
- γ_2 è il peso per unità di volume del terreno sottostante il piano di posa.

Di seguito si riportano i valori della pressione agente nel terreno di fondazione trasmesse dalla struttura.



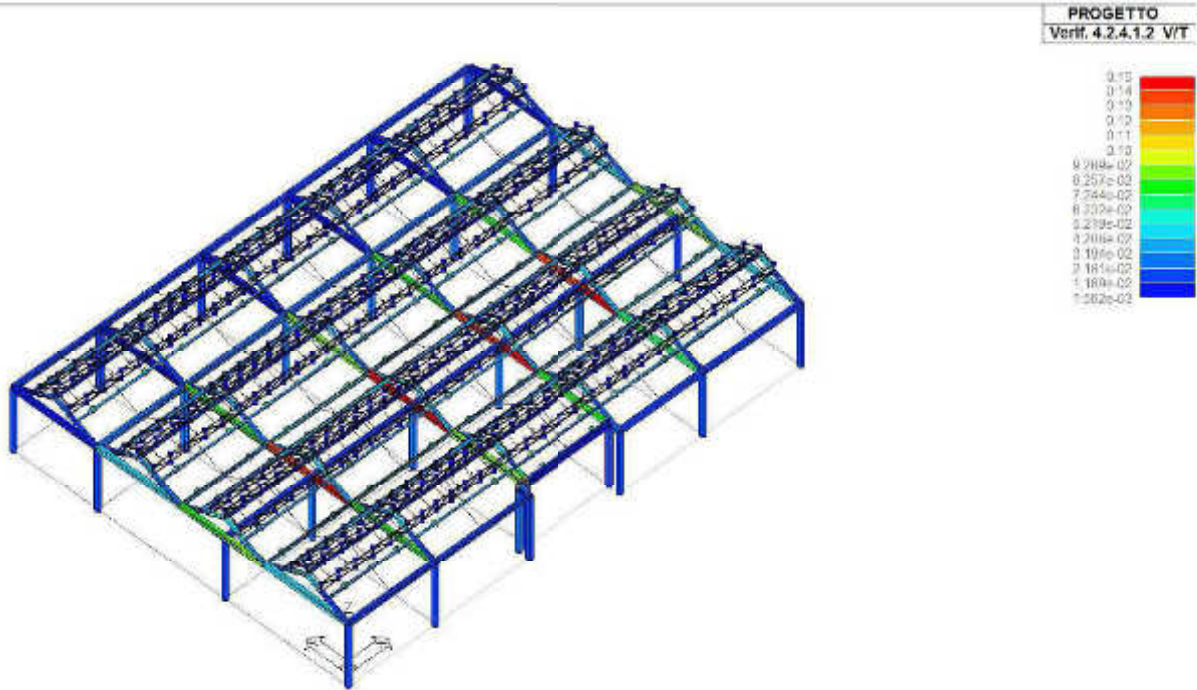
Valori di pressione agenti sul terreno di sedime

Come si può notare la pressione agente nel terreno di sedime trasmessa dalla fondazione è inferiore al carico limite per quel tipo di terreno, mantenendo la stabilità dell'intera struttura.

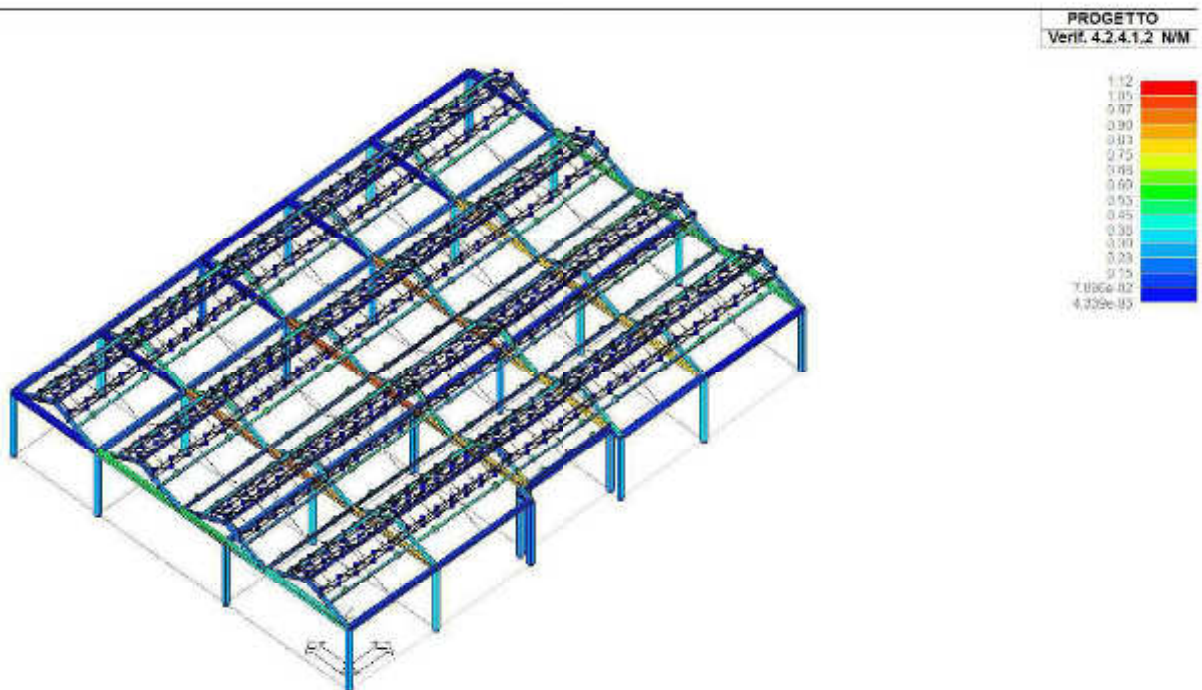
11.1 Elementi in elevazione

Per gli elementi in elevazione in acciaio si è proceduti alla verifica una volta impostata la sezione tipo, valutando che la tensione N/M e la tensione V/T siano inferiori o uguali all'unità, nonché la verifica a flessione e a pressoflessione così come prescritto dalla NTC 2008.

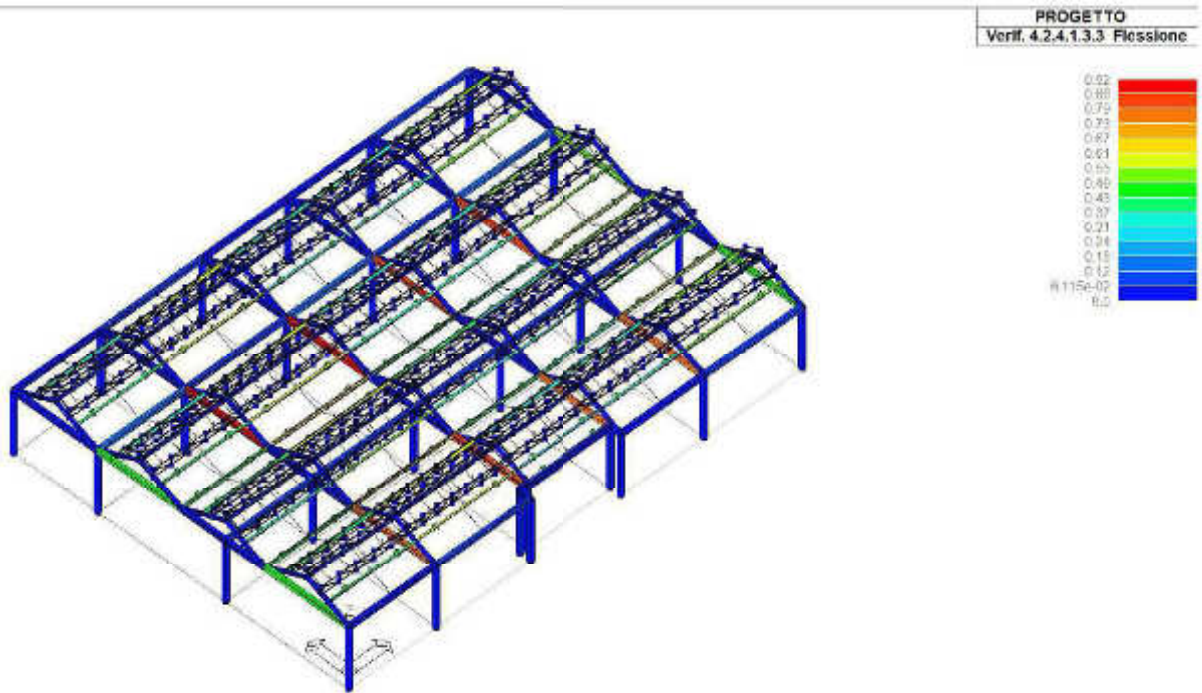
Di seguito si riportano i diagrammi del modello simulato al calcolatore.



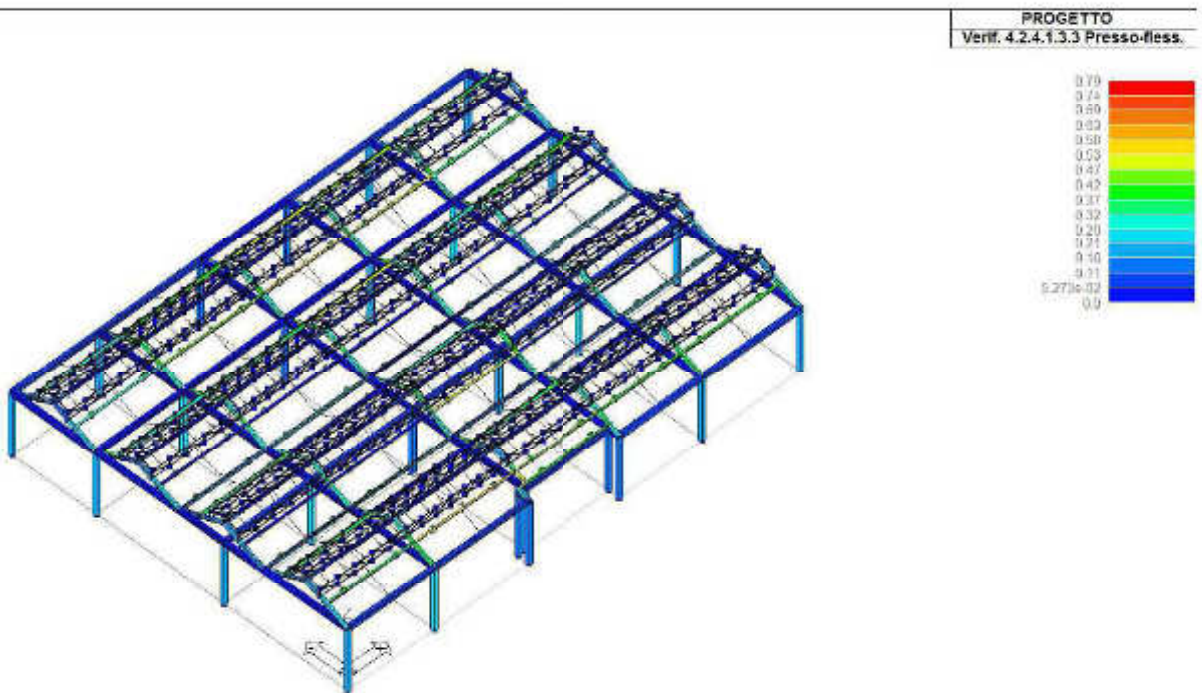
Verifica agli SLU 4.2.4.1.2 - Tensione V/T



Verifica agli SLU 4.2.4.1.2 - Tensione N/M



Verifica agli SLU 4.2.4.1.3.3 - Flessione



Verifica agli SLU 4.2.4.1.3.3 - Presso-flessione

12 Valutazione dei risultati e giudizio motivato sulla loro accettabilità

Il software utilizzato permette di modellare analiticamente il comportamento fisico della struttura utilizzando la libreria disponibile di elementi finiti.

Le funzioni di visualizzazione ed interrogazione sul modello permettono di controllare sia la coerenza geometrica che le azioni applicate rispetto alla realtà fisica.

Inoltre la visualizzazione ed interrogazione dei risultati ottenuti dall'analisi quali sollecitazioni, tensioni, deformazioni, spostamenti, reazioni vincolari hanno permesso un immediato controllo con i risultati ottenuti mediante schemi semplificati di cui è nota la soluzione in forma chiusa nell'ambito della Scienza delle Costruzioni.

Si è inoltre controllato che le reazioni vincolari abbiano dato valori in equilibrio con i carichi applicati, in particolare per i valori dei taglianti di base delle azioni sismiche si è provveduto a confrontarli con valori ottenuti da modelli SDOF semplificati.

Le sollecitazioni ottenute sulle travi per i carichi verticali direttamente agenti sono stati confrontati con semplici schemi a trave continua.

Per gli elementi inflessi di tipo bidimensionale si è provveduto a confrontare i valori ottenuti dall'analisi FEM con i valori di momento flettente ottenuti con gli schemi semplificati della Tecnica delle Costruzioni.

Si è inoltre verificato che tutte le funzioni di controllo ed autodiagnostica del software abbiano dato esito positivo.

12.1 Affidabilità dei codici utilizzati

2S.I. ha verificato l'affidabilità e la robustezza del codice di calcolo attraverso un numero significativo di casi prova in cui i risultati dell'analisi numerica sono stati confrontati con soluzioni teoriche.

Si riporta di seguito la dichiarazione di affidabilità fornita dal produttore.

Origine e caratteristiche dei codici di calcolo

Titolo: PRO_SAP PROfessional Structural Analysis Program

Autore-Produttore: 2S.I. Software e Servizi per l'Ingegneria s.r.l., Ferrara


Affidabilità dei codici

- Inquadramento teorico della metodologia

L'analisi strutturale viene effettuata con il metodo degli elementi finiti. Il metodo si basa sulla schematizzazione della struttura in elementi connessi in corrispondenza di un numero prefissato di punti denominati nodi. I nodi sono definiti dalle tre coordinate cartesiane in un sistema di riferimento globale. L'analisi strutturale è condotta con il metodo degli spostamenti per la valutazione dello stato tensiodeformativo indotto da carichi statici.


L'analisi strutturale è condotta con il metodo dell'analisi modale e dello spettro di risposta in termini di accelerazione per la valutazione dello stato tensiodeformativo indotto da carichi dinamici (tra cui quelli di tipo sismico). Gli elementi utilizzati per la modellazione dello schema statico della struttura sono i seguenti:


 **Elemento tipo TRUSS (asta)***


 **Elemento tipo BEAM (trave)***

 **Elemento tipo MEMBRANE (membrana)***

 **Elemento tipo PLATE (piastra-guscio)***

 **Elemento tipo BRICK (solido)***

 **Elemento tipo BOUNDARY (molla)***

 **Elemento tipo STIFFNESS**

(matrice di rigidità)

*** anche non lineare**

- Casi prova che consentano un riscontro dell'affidabilità

2S.I. ha verificato, in collaborazione con il DISTART dell'Università di Bologna e con il Dipartimento di Ingegneria dell'Università di Ferrara, l'affidabilità e la robustezza del codice di calcolo attraverso un numero significativo di casi prova in cui i risultati dell'analisi numerica sono stati confrontati con soluzioni teoriche.

È possibile reperire la documentazione contenente alcuni dei più significativi casi trattati al seguente link:
["http://www.2si.it/Software/Affidabilità.htm"](http://www.2si.it/Software/Affidabilità.htm)

- Filtri di autodiagnostica

Il programma prevede una serie di controlli automatici (check) che consentono l'individuazione di errori di modellazione.

Al termine dell'analisi un controllo automatico identifica la presenza di spostamenti o rotazioni abnormi.

Garanzia di qualità

Dal 1 dicembre 1999 2S.I. ha prodotto un manuale di qualità in funzione dei requisiti della norma di riferimento UNI EN ISO 9001.

Tutte le attività dell'azienda sono regolate dalla documentazione e dalle procedure in esso contenute.

In relazione alla attività di validazione dei prodotti software si dichiara inoltre quanto segue:

- la fase di progetto degli algoritmi è preceduta dalla ricerca di risultati di confronto reperibili in bibliografia o riproducibili con calcoli manuali;
- la fase di implementazione degli algoritmi è continuamente validata con strumenti automatici (tools di sviluppo) e attraverso confronti;
- il software che implementa gli algoritmi è testato, confrontato e controllato anche da tecnici qualificati che non sono intervenuti nelle precedenti fasi.

Nella produzione del solutore fem 2S.I. implementa componenti sviluppati da Computing Objects SARL spin-off dell'École Centrale Paris, France. È disponibile la documentazione di affidabilità di tali componenti all'indirizzo web:

http://www.2si.it/software/download/manuali/pro_sap_quaderni/Affidabilità/benchmarks_e_sap.zip

13 Conclusioni

Dall'analisi strutturale condotta dello stato attuale dell'edificio, è stato possibile valutare il comportamento meccanico e l'interazione terreno-struttura, eseguiti con riferimento ai SLU e nei confronti degli SLE.

La risposta meccanica della struttura sottoposta all'azione sismica prevista dalle norme tecniche, è risultata piuttosto soddisfacente, sia in termini di deformazioni che in termini di resistenza meccanica.

La risposta meccanica è tale da raggiungere il livello di sicurezza cercato e prescritto dalle norme tecniche per le costruzioni.

In definitiva sulla base di quanto sopra esposto ne è scaturito che l'opera così come progettata rispetta le norme e le prescrizioni di cui al D.M. 14/01/2008 ed alle sue circolari esplicative.

Per le strutture in elevazione in applicazione al D.M. 14/01/2008 e tenuto conto della caratteristica della destinazione d'uso gli elementi dimensionati sono risultati compatibili con le sollecitazioni che su di esse sono indotte dall'elaborazione strutturale in condizioni statiche e dinamiche.

Per quanto concerne i carichi si sono considerati tutte le possibili combinazioni imposte dalla normativa vigente ed in particolare si adottati i pesi propri strutturali, pesi permanenti, azioni sismiche, carichi accidentali.

L'analisi è stata condotta tramite ausilio di elaboratore elettronico ed software di calcolo accreditato PRO_SAP PROfessional Structural Analysis Program.

Infine, il controllo degli spostamenti relativi delle strutture verticali ha dato risultati soddisfacenti sotto l'aspetto qualitativo che numerico in accordo al D.M. 14/01/2008.

14 Dichiarazione del Progettista

Il sottoscritto Ingegnere progettista della struttura in oggetto, che secondo il disposto di cui al cap. 10.1 del D.M. 14/01/2008 è responsabile dell'intera progettazione strutturale,

DICHIARA

sotto la propria responsabilità, di avere eseguito i calcoli e le verifiche di sicurezza sismica, della struttura in esame, secondo i dettami delle NTC 2008 e secondo il disposto della tabella C7.1.1 della circolare esplicativa del 02/02/2009 n. 617 nonché di avere redatto la relazione di calcolo secondo i dettami del CNR 10024/86.

La struttura in questione è stata infatti da me classificata in classe d'uso III e progettata con le accelerazioni previste per gli SLV e per gli SLD.

In particolare, per le verifiche di sicurezza agli SLV, sono stati presi in considerazione delle calcolazioni, i punti appresso elencati:

C7.2.2 – C7.3.6.1 – C7.3.6.2 – C7.3.6.3 – C7.11.3 – C7.11.4 – C7.11.5.3.

Per attiene le verifiche di sicurezza agli SLD sono stati altresì soddisfatti tutti i punti qui elencati: C.7.3.2 – C.7.11.5.3.

Da quanto sopra dichiarato il sottoscritto Ingegnere conferma con la presente dichiarazione, che la struttura in questione, così verificata, possiede adeguata resistenza alle azioni sismiche derivanti dallo spettro elastico e di progetto per gli SLV e per gli SLD e che quindi, in caso di sisma con valori di accelerazione pari a quella di progetto, la prestazione da me attesa della struttura, sarà quella di avere come primo obiettivo, la salvaguardia della vita umana, e come secondo obiettivo quello di non subire danni ai tramezzi interni ed agli impianti dell'intera struttura.

Tutto ciò lo si può affermare in virtù del fatto che, gli spostamenti degli interpiani sono risultati conformi a quelli previsti per gli SLD di cui al punto 7.3.7.2 del D.M. 14/01/2008.