

1. DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA

ASET S.p.A. intende eseguire alcuni interventi di manutenzione straordinaria su due fabbricati siti in Comune di Fano (PU) e precisamente sul capannone deposito/officina, posto presso la discarica di Fano in località Monteschiantello e sul serbatoio idrico, posto presso la strada Provinciale Orcianense n. 16 in località Tombaccia.

In particolare ASET S.p.A. ha richiesto per il capannone deposito/officina la redazione di una verifica sismica per eliminare le eventuali vulnerabilità riscontrate.

Il Capannone situato all'interno della discarica di Fano in località Monteschiantello, censito in catasto al Foglio n. 119 Particella n. 149 è stato realizzato nel 1992-1993 dal Comune di Fano in base al progetto redatto dal Dott. Ing. Ezio Ciabotti & Dott. Agostino De Benedictis approvato con Delibera Consiliare n. 1078 del 28/11/1989 e Delibera di Giunta n. 2881 del 16/11/1990.

I lavori relativi alle opere in c.a. gettate in opera sono stati eseguiti dalla Ditta Foschi Tonino & C. s.n.c. di Santarcangelo di Romagna (FO), la fornitura delle strutture prefabbricate è stata effettuata dall'impresa SICAP S.R.L. con sede in Rimini, il montaggio delle strutture prefabbricate è stato eseguito dalla Impresa PREF. EDIL di Fossombrone (PU).

Il progetto delle strutture è stato eseguito dal Dott. Ing. Bodini Francesco di Fano, mentre la Direzione dei Lavori è stata eseguita dal Dott. Ing. Ezio Ciabotti di Fano (PU).

La denuncia per la realizzazione di costruzioni in zona sismica ai sensi della Legge n. 64/74 è stata depositata presso il Servizio Decentrato Opere Pubbliche e Difesa del Suolo di Pesaro in data 14.02.1992 ed è stata registrata al N. 232/92 Codice NI.

L'attestazione di deposito della denuncia sismica Prot. n. 1346 è stata rilasciata in data 17.03.1992.

I lavori strutturali sono stati ultimati il 22.06.1993.

La relazione a strutture ultimate è stata redatta il 05.08.1993 ed è stata depositata presso il Servizio Decentrato Opere Pubbliche e Difesa del Suolo di Pesaro in data 09.08.1993.

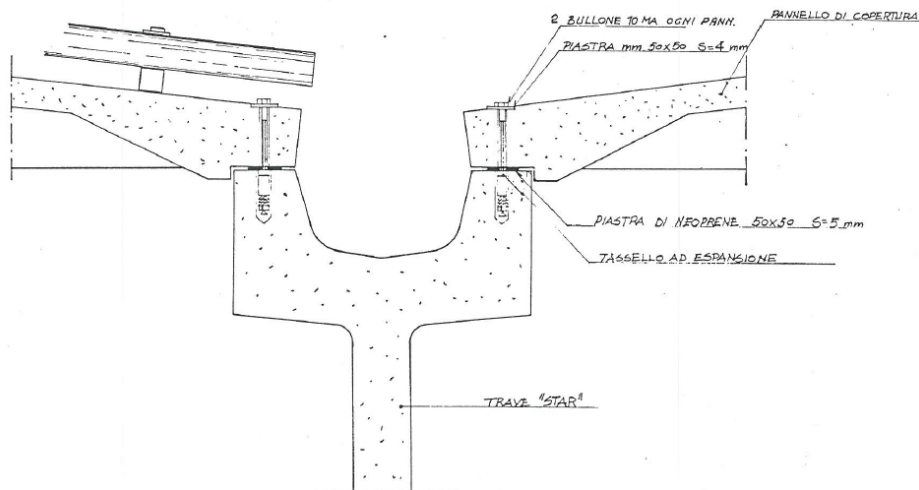
L'attestazione di deposito della relazione a strutture ultimate Prot. n. 9093 è stata rilasciata in data 26.08.1993.

Il collaudo strutturale è stato eseguito dal Prof. Ing. Silvio Albanesi in data 03.04.1994 ed è stato depositato presso il Servizio Decentrato Opere Pubbliche e Difesa del Suolo di Pesaro in data 12.04.1994.

L'attestazione di deposito del collaudo strutturale Pro. N. 3430 è stata rilasciata in data 03.05.1994.

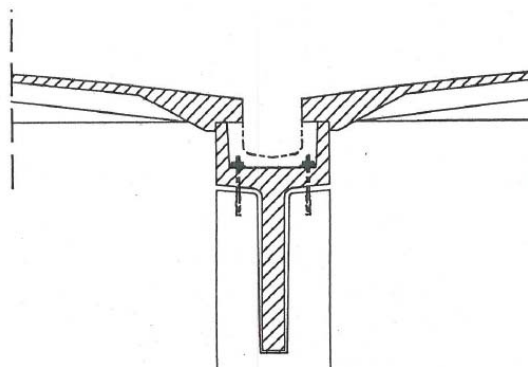
Il Capannone prefabbricato di dimensioni esterne 13,70*26,50 m. è costituito da un unico piano fuori terra con altezza interna utile pari a 7 m. Sopra i pilastri di sezione quadrata 50*50 cm sono state appoggiate le travi principali in c.a.p. tipo STAR che portano all'estradosso coppelle in c.a.v. di larghezza 250 cm. con sovrastanti lastre ondulate di copertura in cemento amianto.

Le coppelle appoggiano sull'ala superiore della trave per circa 10 cm. e sono state vincolate con due bulloni M10 ogni pannello (1 bullone ogni 125 cm.).



Le travi STAR appoggiano sui pilastri di bordo per circa 15 cm. mediante l'anima della trave STAR che ha uno spessore di 10 cm. e l'ala superiore che prosegue verso l'esterno del pilastro formando uno sbalzo di 140 cm.

Il collegamento delle travi ai pilastri è stato realizzato con due bulloni M10 passanti nell'ala superiore della trave e ancorati nel pilastro.



Le fondazioni sono costituite da plinti di dimensioni 120*120 cm. e altezza 50 cm. approfonditi e collegati mediante tirafondi ad un sottoplinto di calcestruzzo magro di dimensioni 210*210 cm. e altezza variabile comunque non inferiore a 50 cm.

I tamponamenti lungo X sono di tipo orizzontale e sono appoggiati direttamente sui plinti e inseriti lungo le scanalature centrali dei pilastri di 7 cm. di profondità. Tali pannelli sono disposti su tre file di altezza 2 m. ciascuna.

I tamponamenti dei lati corti (lungo Y) sono stati posti all'esterno dei pilastri, sono appoggiati direttamente sui plinti e sono fissati sulla parte esterna dei pilastri. Tali pannelli sono di tipo orizzontale disposti su tre file di altezza 2 m. ciascuna, con sovrastante un pannello di altezza 1 m. a protezione della trave STAR.

I pilastri centrali aventi esclusivamente la funzione di sostegno dei pannelli di tamponatura dei lati corti presentano un fuori piombo verso l'esterno. Tale movimento ha provocato una sconnessione dei pannelli di tamponatura e di conseguenza un trascinamento verso l'esterno anche dei pilastri d'angolo dove i pannelli risultano ancorati.

I pilastri centrali reggipannello hanno il sottoplinto di dimensioni in pianta 150*150 cm.

Il fabbricato e' stato progettato con le azioni sismiche previste dal D.M. 24.01.1986 (G.U. 12.05.1986 n. 108) vigente al momento della progettazione.

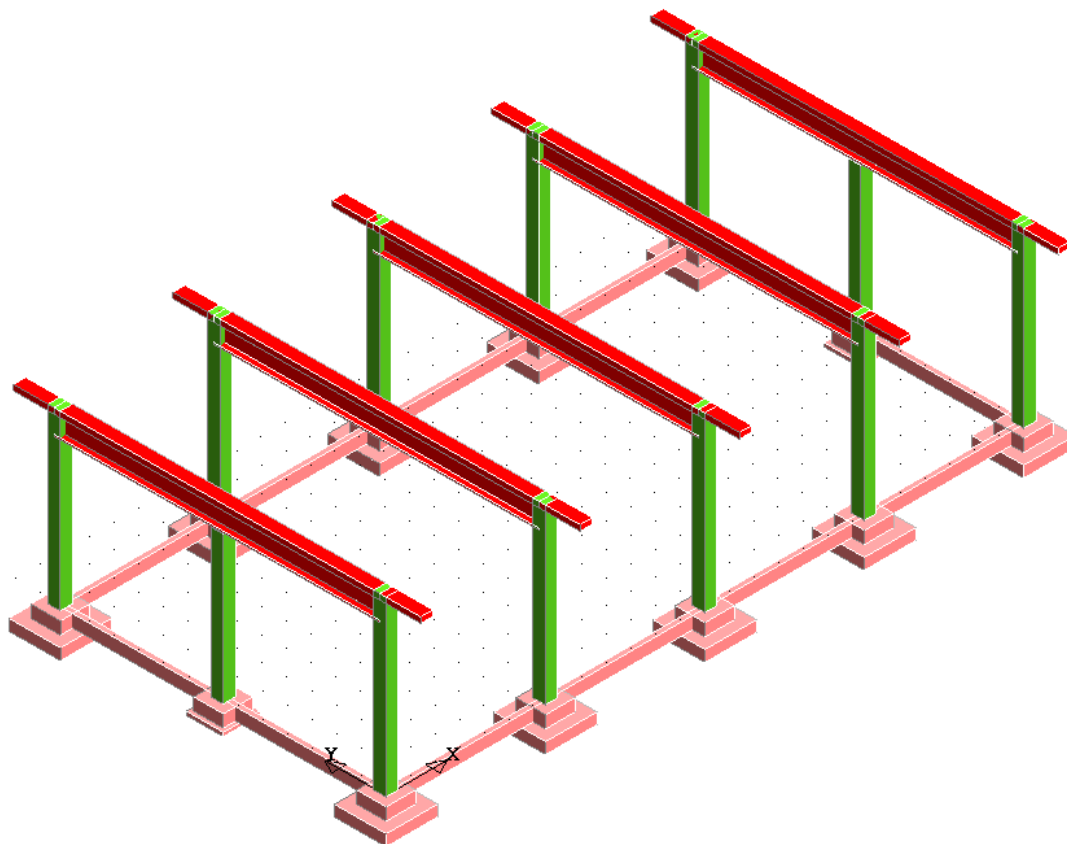
La valutazione di vulnerabilità sismica del fabbricato non sarebbe pertanto necessaria in quanto il fabbricato oltre a non essere strategico è stato costruito dopo il 1984.

L'O.P.C.M. 3274 del 2003 obbliga tutti i proprietari, pubblici e privati, di edifici strategici ai fini della protezione civile o rilevanti in relazione alle conseguenze di un eventuale collasso, realizzati precedentemente al 1984, ad eseguire la valutazione di vulnerabilità sismica su tali manufatti.

In base alle prescrizioni del paragrafo 8.3 del D.M. 14.01.2008 si è comunque proceduto ad una valutazione della sicurezza del fabbricato in quanto si è rilevata una deformazione significativa dei pannelli esterni posti sui lati corti del fabbricato e dei due pilastri centrali aventi funzione esclusiva di sostegno dei pannelli di tamponamento.

Per valutare la sicurezza del fabbricato si è pertanto eseguita una verifica globale della struttura con riferimento ai soli SLU come indicato nel paragrafo 8.3 del D.M. 14.01.2008.

Nella figura seguente è riportato il modello strutturale agli elementi finiti utilizzato nella analisi sismica e nelle successive verifiche.



La categoria del suolo è stata ricavata dalla relazione geologica redatta dal dott. Geologo Sergio Pericoli nel mese di dicembre del 1991 ed allegata alla denuncia sismica n. 232/92 codice NI del 14.02.1992.

Da tale relazione si ricava la seguente stratigrafia del terreno:

- Orizzonte A: Terreno vegetale fino a – 1,70 m. dal p.c.
- Orizzonte B: Argille sabbiose da – 1,70 a – 7,00 m. dal p.c.
- Orizzonte C: Argille marnose (substrato) da -7,00 in poi.

I risultati delle prove penetrometriche allegati alla relazione geologica hanno permesso di verificare che $N_{spt30} > 50$ pertanto determinando una categoria di suolo B.

Le caratteristiche dei materiali esistenti ricavate dagli elaborati del progetto strutturale originario risultano essere:

Calcestruzzo per fondazioni: $R'_{ck} = 250$ daN/cm²;
Calcestruzzo per pilastri: $R'_{ck} = 350$ daN/cm²;
Calcestruzzo per travi Star: $R'_{ck} = 450$ daN/cm²;
Barre armatura lenta: FeB44K.

In base ai risultati della verifica riportati nella relazione di calcolo la struttura risulta adeguata alla normativa sismica attualmente vigente, **considerando un livello di conoscenza LC1** e considerando la perfetta efficacia di tutti i collegamenti fra gli elementi.

La principale causa di risposte sismiche inadeguate in edifici prefabbricati è da ricercare nella mancanza o inadeguatezza dei collegamenti tra travi e pilastri ed elementi di copertura e tra i tamponamenti e i pilastri.

La carenza più frequentemente riscontrata a livello delle connessioni è l'assenza o carenza di unione meccanica tra gli elementi strutturali, tale da garantire il trasferimento degli sforzi in regime dinamico. Tale carenza riguarda allo stesso modo sia la connessione tra elementi orizzontali e verticali (collegamento trave-pilastro) che quella tra elementi orizzontali (collegamento copertura-trave).

Una seconda fonte di vulnerabilità è legata al collasso del sistema di tamponatura esterna degli edifici prefabbricati, costituita da pannelli prefabbricati in c.a. ed alleggeriti, collegati o alla trave di gronda o ai tegoli o al pilastro in vario modo mediante inserti metallici. In questo caso il collasso è ancora legato alla carenza insita nel sistema di connessione dei pannelli alla struttura portante e non ad errori nel progetto e/o realizzazione dei pannelli stessi.

Per tali motivi si è verificata l'efficacia dei collegamenti previsti nel progetto originario tra le coppelle e le travi STAR e tra le travi STAR ed i pilastri, di cui i risultati sono riportati nella relazione di calcolo.

Poichè nel progetto originario non risultano presenti verifiche e particolari costruttivi dei collegamenti dei pannelli esterni lungo Y si è deciso di realizzare nuovi collegamenti mediante connessioni deformabili nel piano in grado di assorbire le azioni sismiche.

Si posizioneranno 4 collegamenti per pannello costituiti da piastre 150*150 mm. S235 di spessore 8 mm. asolate in orizzontale per il collegamento ai pannelli e asolate in verticale nel collegamento ai

pilastrini per permettere la rotazione pannello-pilastrino in cui verranno inserite barre filettate in acciaio zincato f12 di classe 8.8.

Il pannello di sommità verrà fissato sull'ala superiore della Trave Star mediante barre filettate in acciaio zincato f12 di classe 8.8, inserite su fori di lunghezza nell'ala della trave 20 cm. ed iniettate con resina epossidica idonea per ancoraggi calcestruzzo-ferro.

La causa del cinematisma verso l'esterno dei pilastrini è stata individuata nella rotazione rigida del plinto centrale di dimensioni massime 150*150 cm.

Nel progetto originario depositato presso il Genio Civile di Pesaro anche i tamponamenti lungo Y erano stati previsti posizionati centralmente rispetto ai pilastrini.

Con tale ipotesi progettuale i carichi verticali trasferiti al plinto risultano centrati ed inferiori al peso massimo ammissibile come dimostrato di seguito:

Peso pilastrino = $0,5*0,5*2500*6,15 = 3.844$ daN

Peso plinto = $1,2*1,2*0,5*2.500 = 1.800$ daN

Peso sottoplinto = $1,5*1,5*0,5*2.400 = 2.700$ daN

Peso pannelli = $260*7,15*6,85 = 12.734$ daN

Peso totale = 21.078 daN

Peso ammissibile = $1*150*150 = 22.500$ daN

In realtà i pannelli lungo il lato corto sono stati posizionati esternamente ai pilastrini creando quindi un momento e quindi un'eccentricità eccessiva per le dimensioni del plinto.

La posizione esterna dei pannelli trasferisce un momento al plinto pari a: $M = 12.734*0,35 = 4.457$ daN*m che crea un'eccentricità pari a: $E = M/N = 21$ cm. per cui la tensione massima trasferita al terreno risulta essere superiore a quella prevista nel progetto originario.

$\sigma_{max} = 21.078/(150*150)*(1+6*21/150) = 1,72$ daN/cm² > 1 daN/cm².

Per impedire l'ulteriore movimento verso l'esterno dei pilastrini centrali aventi funzione di ancoraggio della tamponatura e di conseguenza per impedire il trascinarsi verso l'esterno anche dei pilastrini d'angolo si è previsto di posizionare dei tiranti nelle campate di estremità per collegare le sommità dei pilastrini.

Tali tiranti di diametro 20 cm. saranno collegati tra loro con canale M22 e saranno collegate ai pilastrini mediante barre filettate in acciaio zincato f12, e piatti di ferro S235 di spessore 8 mm.

Gli interventi progettati sono classificati come **interventi locali** che comportano un miglioramento delle condizioni di sicurezza preesistenti.

2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Il progetto delle strutture in esame è stato condotto in accordo con quanto prescritto dalla seguente normativa:

- **D.M. 14/01/2008:** Norme tecniche per le costruzioni;
- **Circolare** del Consiglio superiore Dei Lavori Pubblici n. 617 del 02.02.2009.

3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Si rimanda alla relazione sui materiali impiegati nell'intervento allegata alla presente per le specifiche di progetto e per le procedure e le prove sperimentali di accettazione.

4. VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA E DELLE PRESTAZIONI DELLA STRUTTURA.

Essendo la costruzione esistente la valutazione della sicurezza e la progettazione degli interventi è stata eseguita con riferimento ai soli stati limite ultimi (SLU) che possono presentarsi, in conseguenza alle diverse combinazioni. Per la valutazione della sicurezza delle costruzioni si devono adottare criteri probabilistici scientificamente comprovati. Nel metodo semiprobabilistico agli stati limite, la sicurezza strutturale deve essere verificata tramite il confronto tra la resistenza e l'effetto delle azioni. Definite le opportune combinazioni delle azioni (azioni di calcolo, F_d), si valutano le azioni interne (sollecitazioni di calcolo, E_d) nei vari elementi strutturali. Per ogni elemento strutturale sono valutate le resistenze (resistenze di calcolo, R_d). La verifica della sicurezza **agli stati limite ultimi** si ritiene soddisfatta controllando che, per ogni elemento strutturale e per ciascuna delle combinazioni delle azioni prese in esame, risulti:

$$R_d \geq E_d$$

R_d = resistenza di progetto della struttura; funzione dei valori caratteristici $R_{k,i}$ di ciascun materiale, diviso per un coefficiente parziale $\gamma_{m,i}$ (> 1) di sicurezza sulla resistenza del materiale e per un ulteriore coefficiente parziale di sicurezza $\gamma_{R,d}$ che tiene conto delle incertezze nel modellare la resistenza ($\gamma_{R,d} > 1$);

E_d = effetto delle azioni di progetto, è una funzione del valore caratteristico di ciascuna azione $F_{k,i}$ moltiplicato per un coefficiente parziale di sicurezza $\gamma_{F,j}$ e per un ulteriore coefficiente parziale di sicurezza $\gamma_{E,d}$ che tiene conto delle incertezze nel modellare le azioni e i loro effetti ($\gamma_{E,d} > 1$). E_d è anche funzione del coefficiente di combinazione per l'azione i -esima ψ_i .

I coefficienti parziali di sicurezza, $\gamma_{m,i}$ e $\gamma_{F,j}$, associati rispettivamente al materiale i -esimo e all'azione j -esima, tengono in conto la variabilità delle rispettive grandezze e le incertezze relative alle tolleranze geometriche e alla affidabilità del modello di calcolo.

4.1 AZIONI AGENTI SULLA COSTRUZIONE

Le azioni prese in esame per l'analisi e le verifiche della costruzione in progetto sono classificate secondo la variazione della loro intensità nel tempo in:

- a) *permanenti* (G): azioni che agiscono durante tutta la vita nominale della costruzione, la cui variazione di intensità nel tempo è così piccola e lenta da poterle considerare con sufficiente approssimazione costanti nel tempo:
- peso proprio di tutti gli elementi strutturali; peso proprio del terreno, quando pertinente; forze indotte dal terreno (esclusi gli effetti di carichi variabili applicati al terreno); forze risultanti dalla pressione dell'acqua (quando si configurino costanti nel tempo) (G_1);
 - peso proprio di tutti gli elementi non strutturali (G_2);

- b) *variabili* (Q): azioni che agiscono sulla struttura o sull'elemento strutturale con valori istantanei che possono risultare sensibilmente diversi fra loro nel tempo:
- di lunga durata: agiscono con un'intensità significativa, anche non continuativamente, per un tempo non trascurabile rispetto alla vita nominale della struttura;
 - di breve durata: azioni che agiscono per un periodo di tempo breve rispetto alla vita nominale della struttura;
- c) *eccezionali* (A): incendi, esplosioni, urti e impatti (non presenti in questo caso)
- c) *sismiche* (E): azioni derivanti dal terremoto.

ANALISI DEI CARICHI AGENTI SULLA COPERTURA

PESO PROPRIO	145 daN/m ²
SOVRACCARICO PERMANENTE	
Pannelli Sandwich	10 daN/m ²
Eventuali pannelli fotovoltaici integrati	15 daN/m ²

Totale	25 daN/m ²
SOVRACCARICO VARIABILE	
Copertura accessibile per sola manutenzione (H1)	50 daN/m ²
Sovraccarico variabile (neve):	120 daN/m ²

Il carico della neve sulla copertura e' stato valutato con la seguente espressione:

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

dove:

q_s è il carico neve sulla copertura;

μ_i è il coefficiente di forma della copertura;

q_{sk} è il valore di riferimento del carico neve al suolo;

C_e e' il coefficiente di esposizione;

C_t e' il coefficiente termico.

L'opera in oggetto è localizzata nella zona I Mediterranea (Pesaro-Urbino) a circa 436 m. dal livello del mare, alla quale corrisponde un carico $q_{sk} = 150$ daN/m²

Alla copertura di pendenza compresa tra 0 e 30 gradi si assegna un coefficiente di forma $\mu_i = 0.8$, un coefficiente di esposizione $C_e = 1$, un coefficiente termico $C_t = 1$ per cui il carico totale applicato è dato da:

$$q_s = 150 * 0.8 = 120 \text{ daN/m}^2$$

ANALISI DEI CARICHI DEL PANNELLO DI TAMPONAMENTO

PESO PROPRIO (S=5+10+5cm.)	260 daN/m ²
----------------------------	------------------------

I pannelli sui lati corti in presenza di sisma trasferiscono un carico lungo Y e X ai pilastri centrali pari a: $P = (260 * 6,85) * 0,306 = 545$ daN/m.

I pannelli sui lati corti in presenza di sisma trasferiscono un carico lungo Y e X ai pilastri laterali pari a: $P = (260 * 3,425) * 0,306 = 272$ daN/m.

I pannelli sui lati lunghi in presenza di sisma trasferiscono un carico lungo Y e X ai pilastri centrali pari a: $P = (260 \cdot 6,14) \cdot 0,306 = 489 \text{ daN/m}$.

Tali pannelli in presenza di sisma trasferiscono un carico lungo Y ai pilastri laterali pari a:
 $P = (260 \cdot 3,07) \cdot 0,306 = 244 \text{ daN/m}$.

Tali pannelli in presenza di sisma trasferiscono un carico lungo X ai pilastri laterali pari a:
 $P = (260 \cdot 6,14) \cdot 0,306 = 489 \text{ daN/m}$

I pilastri d'angolo saranno soggetti in presenza di sisma ai seguenti carichi trasferiti dai pannelli:
Lungo Y: $P = 244 + 272 = 516 \text{ daN/m}$.
Lungo X: $P = 489 + 272 = 761 \text{ daN/m}$.

Il carico dei tamponamenti applicati sul baricentro dei plinti 3-4-5-6-7-8 risulta essere:
 $P = 260 \cdot 6,15 \cdot 6,14 = 9.818 \text{ daN}$.

Il carico dei tamponamenti applicato sul baricentro dei plinti 11-12 risulta essere:
 $P = 260 \cdot 7,15 \cdot 13,7/2 = 12.734 \text{ daN}$

Tale carico risulta eccentrico pertanto si considera applicato sul plinto anche il Momento:
 $M = 12.734 \cdot 0,35 = 4.457 \text{ daN} \cdot \text{m}$.

Sui plinti 1-2-9-10 dei pilastri d'angolo verranno applicati i seguenti carichi:
 $P = (12.734/2 + 9.818/2) = 11.276 \text{ daN}$
 $M = 12.734/2 \cdot 0,35 - 9.818/2 \cdot 0,46 = -29,69 \text{ daN} \cdot \text{m}$

AZIONE SIMICA

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U :

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

La vita nominale di un'opera strutturale V_N è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata. Nel presente caso si considera:

$$V_N \geq 50 \text{ anni}$$

Il valore del coefficiente d'uso C_U è definito, al variare della classe d'uso.

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso. Nel nostro caso tenendo conto del Decreto del Capo del dipartimento della Protezione Civile n. 3865 del 21.10.2003 e della D.G.R. n. 1520 del 11.11.2003, si considera la classe d'uso II:

Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in classe d'uso III o IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

Per la classe II il coefficiente d'uso $C_u = 1,0$.

Nel nostro caso quindi il periodo di riferimento è:

$$V_R = V_N \cdot C_u = 50 \cdot 1,0 = 50 \text{ anni}$$

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla **“pericolosità sismica di base”** del sito di costruzione che è descritta dalla probabilità che in un fissato intervallo di tempo si verifichi un evento sismico di entità almeno pari al valore prefissato.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale di categoria di sottosuolo A ($V_{s30} > 800$ m/s), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di superamento P_{VR} come definite nel periodo di riferimento V_R .

Le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

a_g = accelerazione orizzontale massima al sito;

F_o = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

T^*_C = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

In allegato al DM. 14.01.2008, sono forniti i valori dei tre parametri sopra citati, per tutti i siti considerati in base ad un reticolo di riferimento basato su periodi di ritorno compresi nell'intervallo 30 anni/ 2.475 anni.

La norma individua quattro stati limite nei confronti delle azioni sismiche:

stati limite di esercizio:

- 1) Stato limite di operatività (SLO);
- 2) Stato limite di Danno (SLD).

stati limite ultimi:

- 3) Stato limite di salvaguardia della vita (SLV);
- 4) Stato limite di prevenzione del collasso (SLC)

Le probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, sono riportate nella successiva Tab. 3.2.I.

Tabella 3.2.I – Probabilità di superamento P_{VR} al variare dello stato limite considerato

Stati Limite		P_{VR} : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

L'allegato A al DM 14.01.2008 suggerisce la seguente relazione per calcolare il tempo di ritorno:

$$T_R = - \frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})}$$

Qualora il tempo di ritorno richiesto sia differente da uno dei 9 tempi di ritorno forniti in tabella, sarà possibile ricavare il valore del parametro di interesse mediante interpolazione tra i valori dei parametri corrispondenti ai due tempi di ritorno (dei nove forniti per ognuno dei nodi del reticolo di riferimento) che comprendono il tempo di ritorno necessario, mediante la formula:

$$\log(P) = \log(P_1) + \log\left(\frac{P_2}{P_1}\right) \times \log\left(\frac{T_R}{T_{R1}}\right) \times \left[\log\left(\frac{T_{R2}}{T_{R1}}\right)\right]^{-1}$$

in cui:

p = valore del parametro di interesse corrispondente al periodo di ritorno TR desiderato;

TR = periodo di ritorno desiderato, corrispondente alla vita di riferimento (VR) ed alla probabilità di superamento nella vita di riferimento (PVR) per lo stato limite considerato;

TR1, TR2 = periodi di ritorno più prossimi a TR per i quali si dispone dei valori p1 e p2 del generico parametro p.

I valori dei parametri ag, Fo e T*c determinati sono relativi a situazioni geologiche corrispondenti ad un sito con assenza di effetti locali dei terreni, ovvero con presenza di substrato sismico (Vs30>800m/s) affiorante o subaffiorante ed in condizioni morfologiche pianeggianti.

Qualora il sito di progetto non presenti le suddette condizioni sarà necessario, compiere specifiche analisi di valutazione della risposta sismica locale, o in alternativa, verificare:

a) la categoria di suolo di fondazione mediante la stima del parametro Vs30 (tabella 3.2.II nel Cap 3.2 de D.M. 14.01.2008) e di conseguenza valutare l'incremento sull'azione sismica (tabella 3.2.V nel Cap 3.2 del D.M. 14.01.2008). La caratterizzazione geotecnica dei terreni si effettua in base ai valori della velocità equivalente Vs30 di propagazione delle onde di taglio entro i primi 30 m. di profondità'. Nei casi in cui tale determinazione non sia possibile , la classificazione può essere effettuata in base ai valori del numero equivalente di colpi della prova penetrometrica dinamica Nsp30 nei terreni a prevalente grana grossa ed in alternativa della resistenza non drenata Cu30 nei terreni a prevalente grana fine.

b) il coefficiente di amplificazione topografica in funzione della categoria topografica (tabelle 3.2.IV e tabelle 3.2. VI nel Cap 3.2 della Norma).

Nel presente caso si ha:

Categoria di sottosuolo: B

Categoria topografica: T1

Pertanto, valutati i parametri spettrali ag, Fo e T*c per il sito di progetto (approccio "sito-dipendente") eventualmente corretti per il calcolo del periodo di ritorno necessario, incrementati eventualmente per l'amplificazione stratigrafica e topografica e sulla base della classe d'uso della costruzione, sarà possibile definire gli spettri orizzontali e verticali, necessari per la stima dell'azione sismica di progetto.

Il modello di riferimento per la descrizione del moto sismico sul piano di fondazione è definito dallo spettro di risposta elastico. Lo spettro di risposta elastico in accelerazione è espresso da una forma spettrale (spettro normalizzato) riferita ad uno smorzamento convenzionale del 5%, moltiplicata per il valore della accelerazione orizzontale massima ag su sito di riferimento rigido orizzontale. Il moto può decomporsi in tre componenti ortogonali di cui una verticale. In via semplificata gli spettri delle due componenti orizzontali possono considerarsi eguali ed indipendenti. La componente verticale viene considerata solo nei casi previsti dal paragrafo 7.2.1

delle NTC 2008. Sia la forma spettrale che il valore di a_g variano al variare della probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} .

Gli spettri così definiti possono essere utilizzati per strutture con periodo fondamentale minore o uguale a 4,0 s. Per strutture con periodi fondamentali superiori lo spettro deve essere definito da apposite analisi ovvero l'azione sismica deve essere descritta mediante accelerogrammi. Analogamente si opera in presenza di sottosuoli di categoria **S1** o **S2**.

Quale che sia la probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} considerata, lo spettro di risposta elastico della componente orizzontale è definito dalle espressioni seguenti:

$$\begin{array}{ll} 0 \leq T < T_B & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\ T_B \leq T < T_C & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \\ T_C \leq T < T_D & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \\ T_D \leq T & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right) \end{array}$$

nelle quali T ed S_e sono, rispettivamente, periodo di vibrazione ed accelerazione spettrale orizzontale. Inoltre:

S = è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione seguente: $S = S_s \cdot S_T$, essendo S_s il coefficiente di amplificazione stratigrafica (vedi Tab. 3.2.V) e S_T il coefficiente di amplificazione topografica (vedi Tab. 3.2.VI);

η = fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali ξ diversi dal 5%, mediante la relazione

$$\eta = \sqrt{10 / (5 + \xi)} \geq 0,55,$$

dove ξ (espresso in percentuale) è valutato sulla base di materiali, tipologia strutturale e terreno di fondazione (la formula sopra riportata va applicata per smorzamenti convenzionali diversi dal 5% poiché per $\xi = 5\%$ (smorzamento convenzionale) il parametro vale 1)

F_0 = fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale, ed ha valore minimo pari a 2,2;

T_C = periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro, dato da $T_C = C_C \cdot T^*_C$, dove C_C è un coefficiente funzione della categoria di sottosuolo (vedi Tab. 3.2.V);

T_B = periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante, $T_B = T_C / 3$,

T_D = periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro, espresso in secondi mediante la relazione:

$$T_D = 4,0 \cdot \frac{a_g}{\xi} + 1,6.$$

Tabella 3.2.V – Espressioni di S_s e di C_c

Categoria sottosuolo	S_s	C_c
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

Tabella 3.2.VI – Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica S_T

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,4

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione della componente verticale è definito dalle espressioni seguenti:

$$0 \leq T < T_B \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

nelle quali T e S_{ve} sono, rispettivamente, periodo di vibrazione ed accelerazione spettrale verticale e F_v è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, in termini di accelerazione orizzontale massima del terreno a_g su sito di riferimento rigido orizzontale, mediante la relazione:

$$F_v = 1,35 \cdot F_0 \cdot \left(\frac{a_g}{g} \right)^{0,5}$$

I valori di a_g , F_0 , S , η sono stati in precedenza definiti per le componenti orizzontali; i valori di S_s , T_B , T_C e T_D , salvo più accurate determinazioni, sono quelli riportati nella Tab. 3.2.VII.

Tabella 3.2.VII – Valori dei parametri dello spettro di risposta elastico della componente verticale

Categoria di sottosuolo	S_s	T_B	T_C	T_D
A, B, C, D, E	1,0	0,05 s	0,15 s	1,0 s

Per tener conto delle condizioni topografiche, in assenza di specifiche analisi si utilizzano i valori del coefficiente topografico S_T riportati in Tab. 3.2.VI.

Le capacità dissipative delle strutture possono essere messe in conto attraverso un fattore riduttivo delle forze elastiche, denominato fattore di struttura q che tiene conto della capacità dissipativa anelastica della struttura. L'azione sismica di progetto $S_d(T)$ è in tal caso data dallo spettro di risposta elastico, con le ordinate ridotte utilizzando il fattore q . I valori numerici del fattore q vanno definiti in funzione dei materiali, delle tipologie strutturali, del loro grado di iperstaticità, della duttilità attesa e della interazione terreno-struttura.

Gli stati limiti ultimi da considerare sono:

lo Stato Limite di salvaguardia della vita (SLV).

Non è stata considerata la componente dell'azione sismica verticale in quanto non sono presenti nel progetto gli elementi indicati nel paragrafo 7.2.1 delle NTC 2008.

Secondo quanto proposto all' allegato B del DM 14.01.2008 considerate le coordinate geografiche del sito (longitudine est **13,06217** – latitudine nord **43,7874**) nel sistema WGS84 (convertite in automatico dal programma di calcolo in coordinate nel sistema di riferimento ED50 previsto dalla NTC 2008) si ottengono i seguenti parametri sismici e il seguente grafico dello spettro di risposta elastico (diagramma che riporta in funzione del periodo proprio della costruzione l'accelerazione assoluta massima su una struttura elastica lineare ad un grado di libertà soggetta al sisma) della componente orizzontale relativo allo stato limite di salvaguardia della vita (SLV):

SLV

$P_{vr} = 0,1$

$T_r = 475$ anni

$a_g/g = 0,182$

$F_0 = 2,471453$

$T_C^* = 0,30$ s

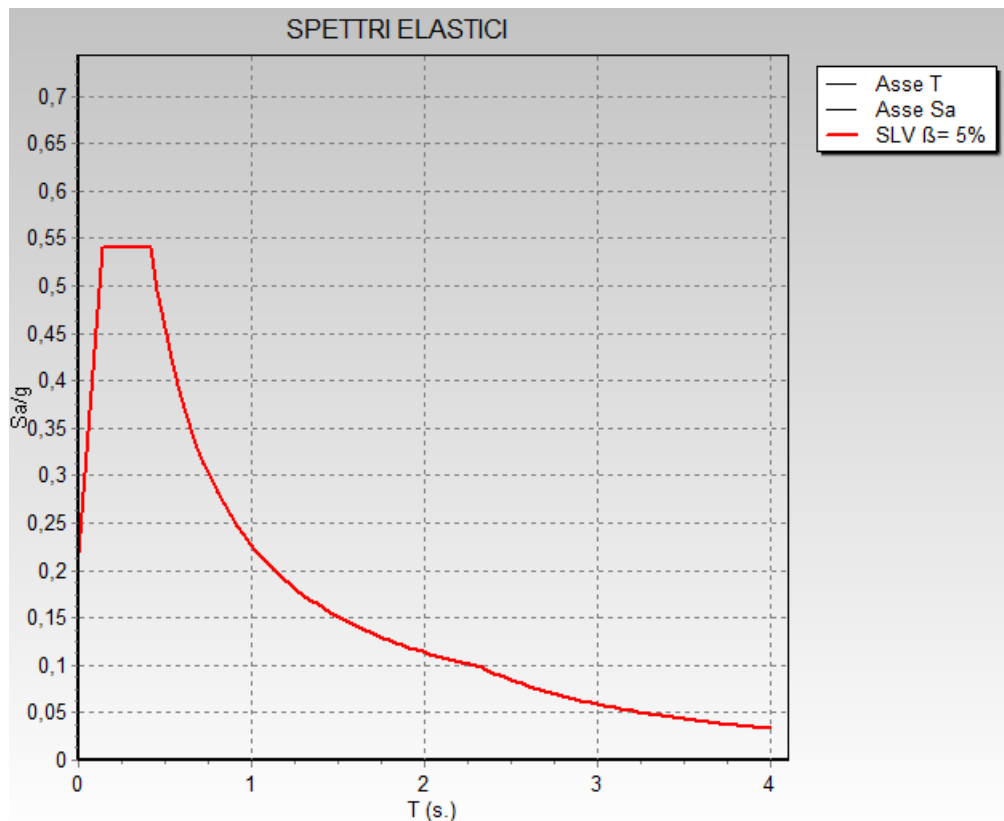
$F_v = 1,425699$

$T_B = 0,1399486$ s

$T_c = 0,4198457$ s

$T_D = 2,330371$ s

$S_s = 1,2$



AZIONE DEL VENTO

Tale azione non è prevista in combinazione con l'azione sismica, pertanto non viene esplicitata perché non ritenuta necessaria ai fini delle combinazioni statiche di riferimento.

Si precisa che tali azioni hanno valenza significativa in caso di strutture di elevata snellezza e con determinate caratteristiche tipologiche come per esempio le strutture in acciaio.

AZIONE TERMICA

Tale azione non è prevista in combinazione con l'azione sismica, pertanto non viene esplicitata perché non ritenuta necessaria ai fini delle combinazioni statiche di riferimento.

Si precisa che tali azioni hanno valenza significativa in caso di strutture con determinate caratteristiche tipologiche come per esempio le strutture in acciaio.

4.2. COMBINAZIONE DELLE AZIONI

Nel caso della verifica di vulnerabilità di un edificio esistente la combinazione statica generale è quella indicata per le costruzioni esistenti al paragrafo 8.5.5 del D.M. 14.01.2008 in cui γ_G può essere preso unitario e $\gamma_Q = 1,5$:

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

Nelle verifiche agli stati limite ultimi si distinguono:

- lo stato limite di equilibrio come corpo rigido: **EQU**
- lo stato limite di resistenza della struttura compresi gli elementi di fondazione: **STR**
- lo stato limite di resistenza del terreno: **GEO**

dove:

G_1 = peso proprio degli elementi strutturali;

G_2 = peso proprio degli elementi non strutturali;

P = precompressione;

Q_{k1} = azione variabile dominante rappresentata dal valore caratteristico dell'azione variabile;

Q_{k2}, Q_{k3} = azioni variabili che possono agire contemporaneamente alla dominante;

$\psi_{0i}, \psi_{1i}, \psi_{2i}$ = rappresentano i coefficienti di combinazione, da determinarsi sulla base di considerazioni statistiche, per tenere conto della ridotta probabilità di concomitanza delle azioni variabili con i rispettivi valori caratteristici i cui valori sono forniti dalla seguente tabella:

Tabella 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria/Azione variabile	ψ_{0j}	ψ_{1j}	ψ_{2j}
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

γ_p = coefficienti parziale precompressione = 1;

$\gamma_{G1}, \gamma_{G2}, \gamma_{Q1}$ = rappresentano i coefficienti parziali forniti dalla tabella seguente:

Tabella 2.6.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

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

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

Si fa riferimento a tre diversi stati limite ultimi (EQU, STR, e GEO) che tengono conto rispettivamente dell'equilibrio come corpo rigido, della resistenza strutturale anche in fondazione e dello stato limite di resistenza del terreno. Per quello che riguarda la combinazione per gli stati limite ultimi STR e GEO, il DM08 propone due approcci (A1, A2), il primo approccio prevede due diverse combinazioni, la prima delle quali, condizionante il dimensionamento strutturale, prevede l'utilizzo dei coefficienti presenti in colonna A1 per tutte le azioni, la seconda combinazione condizionante il dimensionamento geotecnico, prevede l'impiego dei coefficienti presenti in colonna A2. Il secondo approccio prevede un'unica combinazione con l'impiego dei coefficienti presente in colonna A1 per le azioni.

Nel presente caso si utilizza l'approccio progettuale A2.

La combinazione di carico da utilizzarsi nelle verifiche sismiche è quella indicata dalla formula seguente: $E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$
dove: E = azione sismica.

**Gli stati limiti ultimi da considerare nel presente caso (classe d'uso II) sono:
lo Stato Limite di salvaguardia della vita (SLV).**

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

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

5. DESCRIZIONE DEL MODELLO STRUTTURALE E CRITERI GENERALI DI ANALISI E VERIFICA

L'analisi strutturale e le verifiche sono state condotte con il metodo degli stati limite (SLU) utilizzando i coefficienti parziali del D.M. 14.01.2008. Per calcolare gli effetti delle azioni sismiche si è utilizzata l'analisi lineare dinamica.

5.1 ORIGINE E CARATTERISTICHE DEL CODICE DI CALCOLO

L'analisi strutturale e le relative verifiche sono state condotte con l'ausilio del programma di calcolo strutturale CDSWIN2016 della S.T.S. s.r.l. di Catania (licenza d'uso n. 32632) che permette di effettuare, con schematizzazione totalmente tridimensionale, l'analisi di una qualsiasi struttura.

I metodi adottati dal codice di calcolo CDSWIN2016 sono i seguenti:

- 1) Per i carichi statici: METODO DELLE DEFORMAZIONI;
- 2) Per i carichi sismici: metodo dell'ANALISI MODALE o dell'ANALISI SISMICA STATICA EQUIVALENTE.

Per lo svolgimento del calcolo si è accettata l'ipotesi che, in corrispondenza dei piani sismici, i solai siano infinitamente rigidi nel loro piano e che le masse ai fini del calcolo delle forze di piano siano concentrate alle loro quote.

Il calcolo degli spostamenti e delle caratteristiche viene effettuato con il metodo degli elementi finiti (F.E.M.).

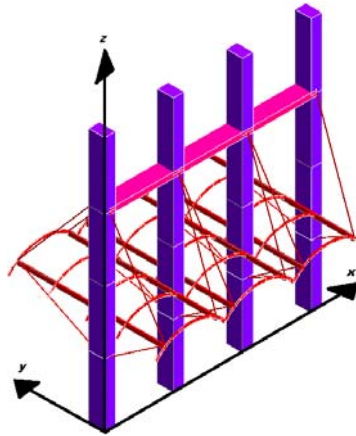
Possono essere inseriti due tipi di elementi:

- 1) Elemento monodimensionale asta (beam) che unisce due nodi aventi ciascuno 6 gradi di libertà. Per maggiore precisione di calcolo, viene tenuta in conto anche la deformabilità a taglio e quella assiale di questi elementi. Queste aste, inoltre, non sono considerate flessibili da nodo a nodo ma hanno sulla parte iniziale e finale due tratti infinitamente rigidi formati dalla parte di trave inglobata nello spessore del pilastro; questi tratti rigidi forniscono al nodo una dimensione reale.
- 2) L'elemento bidimensionale shell (quad) che unisce quattro nodi nello spazio. Il suo comportamento è duplice, funziona da lastra per i carichi agenti sul suo piano, da piastra per i carichi ortogonali.

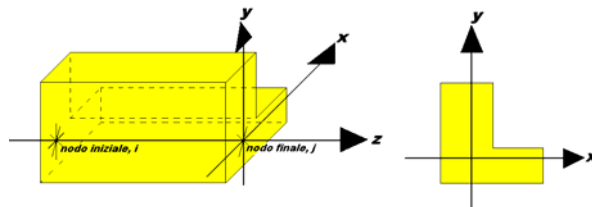
Assemblate tutte le matrici di rigidezza degli elementi in quella della struttura spaziale, la risoluzione del sistema viene perseguita tramite il metodo di Cholesky.

Ai fini della risoluzione della struttura, gli spostamenti X e Y e le rotazioni attorno l'asse verticale Z di tutti i nodi che giacciono su di un impalcato dichiarato rigido sono mutuamente vincolati.

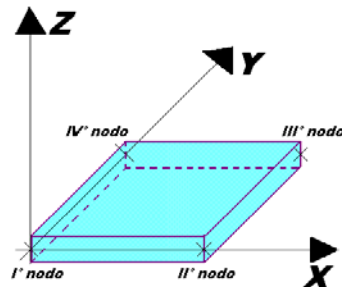
Il sistema di riferimento globale della struttura è costituito da una terna destra di assi cartesiani ortogonali (O-XYZ) dove l'asse Z rappresenta l'asse verticale rivolto verso l'alto. Le rotazioni sono considerate positive se concordi con gli assi vettori:



Il sistema di riferimento locale delle aste, inclinate o meno, è costituito da una terna destra di assi cartesiani ortogonali che ha l'asse Z coincidente con l'asse longitudinale dell'asta ed orientamento dal nodo iniziale al nodo finale, gli assi X ed Y sono orientati come nell'archivio delle sezioni:



Il sistema di riferimento locale dell'elemento shell è costituito da una terna destra di assi cartesiani ortogonali che ha l'asse X coincidente con la direzione fra il primo ed il secondo nodo di input, l'asse Y giacente nel piano dello shell e l'asse Z in direzione dello spessore:



I carichi agenti sono:

- 1) Carichi e momenti distribuiti lungo gli assi coordinati;
- 2) Forze e coppie nodali concentrate sui nodi.

Le forze distribuite sono da ritenersi positive se concordi con il sistema di riferimento locale dell'asta, quelle concentrate sono positive se concordi con il sistema di riferimento globale.

I gradi di libertà nodali sono gli omologhi agli enti forza, e quindi sono definiti positivi se concordi a questi ultimi.

5.2 TIPO DI ANALISI SVOLTA

L'analisi per le combinazioni delle azioni permanenti e variabili è stata condotta in regime elastico lineare.

Per quanto riguarda le azioni sismiche, tenendo conto che per la tipologia strutturale in esame possono essere significativi i modi superiori, si è optato per l'analisi dinamica modale o analisi lineare dinamica.

La ricerca dei modi e delle relative frequenze è stata perseguita con il metodo delle “iterazioni nel sottospazio”.

La scelta è stata anche dettata dal fatto che tale tipo di analisi è nelle NTC2008 indicata come l'analisi di riferimento che può essere utilizzata senza limitazione di sorta. Nelle analisi sono state considerate le eccentricità accidentali pari al 5% della dimensione della struttura nella direzione trasversale al sisma.

L'analisi dinamica lineare consiste:

- nella determinazione dei modi di vibrare della costruzione (analisi modale);
- nel calcolo degli effetti dell'azione sismica, rappresentata dallo spettro di risposta di progetto, per ciascuno dei modi di vibrare individuati;
- nella combinazione di questi effetti.

Devono essere considerati tutti i modi con massa partecipante significativa. È opportuno a tal riguardo considerare tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% e comunque un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore all'85%.

Per la combinazione degli effetti relativi ai singoli modi deve essere utilizzata una combinazione quadratica completa degli effetti relativi a ciascun modo, quale quella indicata nell'espressione seguente:

$$E = \left(\sum_j \sum_i \rho_{ij} \cdot E_i \cdot E_j \right)^{1/2}$$

con:

E_j valore dell'effetto relativo al modo j ;

ρ_{ij} coefficiente di correlazione tra il modo i e il modo j , calcolato con formule di comprovata validità quale:

$$\rho_{ij} = \frac{8\xi^2\beta_{ij}^{3/2}}{(1 + \beta_{ij}) \left[(1 - \beta_{ij})^2 + 4\xi^2\beta_{ij} \right]}$$

ξ smorzamento viscoso dei modi i e j ;

β_{ij} è il rapporto tra l'inverso dei periodi di ciascuna coppia i - j di modi ($\beta_{ij} = T_j/T_i$).

Per gli edifici, gli effetti della eccentricità accidentale del centro di massa possono essere determinati mediante l'applicazione di carichi statici costituiti da momenti torcenti di valore pari alla risultante orizzontale della forza agente al piano, moltiplicata per l'eccentricità accidentale del baricentro delle masse rispetto alla sua posizione di calcolo.

La ricerca dei modi e delle relative frequenze è stata perseguita con il metodo di Jacobi. I modi di vibrazione considerati sono in numero tale da assicurare l'eccitazione di più' dell'85% della massa totale della struttura.

Per ciascuna direzione di ingresso del sisma si sono valutate le forze applicate spazialmente agli impalcati di ogni piano (forza in X, forza in Y e momento).

Le forze orizzontali così calcolate vengono ripartite fra gli elementi irrigidenti (pilastri e pareti di taglio), ipotizzando i solai dei piani sismici infinitamente rigidi assialmente.

Per la verifica della struttura si è fatto riferimento all'analisi modale, pertanto sono prima calcolate le sollecitazioni e gli spostamenti modali e poi viene calcolato il loro valore efficace.

I valori stampati dal codice di calcolo nei tabulati finali sono proprio i suddetti valori efficaci e pertanto l'equilibrio ai nodi perde di significato. I valori delle sollecitazioni sismiche sono combinate linearmente (in somma e in differenza) con quelle per carichi statici per ottenere le sollecitazioni per sisma nelle due direzioni di calcolo.

Gli angoli delle direzioni di ingresso dei sismi sono valutati rispetto all'asse x del sistema di riferimento globale.

Gli effetti sulla struttura del sisma (sollecitazioni, deformazioni, spostamenti, ecc.) sono combinati successivamente, applicando la seguente espressione:

$$1,00 \cdot E_x + 0,30 \cdot E_y + 0,30 \cdot E_z$$

con rotazione dei coefficienti moltiplicativi e conseguente individuazione degli effetti più gravosi.

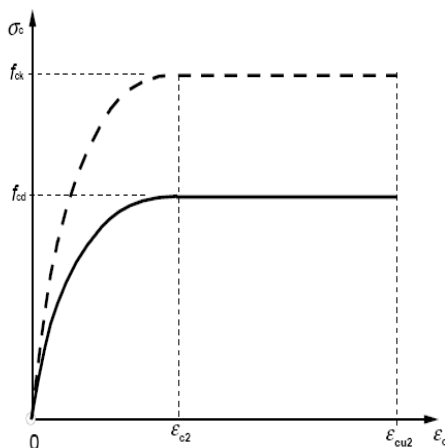
La componente verticale verrà tenuta in conto ove necessario e nei casi previsti dalle NTC 2008.

Le verifiche, svolte secondo il metodo degli stati limite ultimi e di esercizio, si ottengono involupando tutte le condizioni di carico prese in considerazione.

Le verifiche per gli elementi bidimensionali (setti) vengono effettuate sovrapponendo lo stato tensionale del comportamento a lastra e di quello a piastra. Vengono calcolate le armature delle due facce dell'elemento bidimensionale disponendo i ferri in due direzioni ortogonali.

Per le verifiche sezionali sono stati utilizzati i seguenti legami:

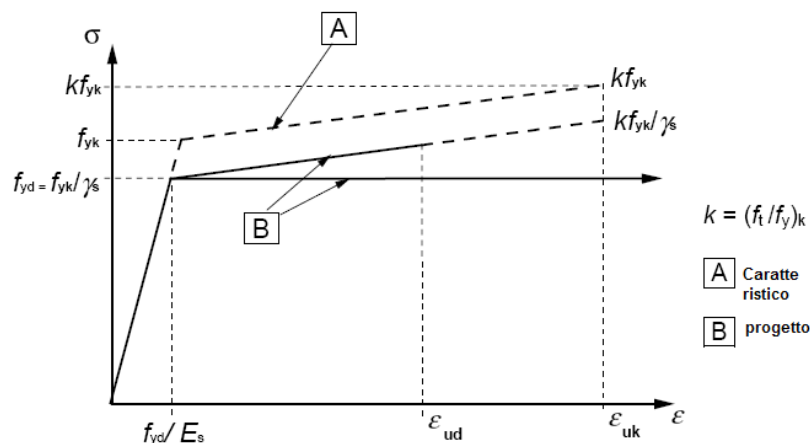
- LEGAME PARABOLA RETTANGOLO PER IL CALCESTRUZZO



Legame costitutivo di progetto del calcestruzzo

Il valore ε_{cu2} nel caso di analisi non lineari è stato valutato in funzione dell'effettivo grado di confinamento esercitato dalle staffe sul nucleo di calcestruzzo.

LEGAME ELASTICO PREFETTAMENTE PLASTICO O INCRUDENTE O DUTTILITA' LIMITATA PER L'ACCIAIO



Legame costitutivo di progetto acciaio per c.a.

Gli elementi strutturali sono classificati in base ai probabili meccanismi di rottura a cui potrebbero andare incontro in caso di sisma.

Nelle costruzioni esistenti in c.a. soggette ad azioni sismiche viene attivata la capacità di elementi e meccanismi resistenti che possono essere:

- “duttili” :travi, pilastri e pareti inflesse con e senza sforzo normale;
- “fragili” : meccanismi di taglio in travi, pilastri, pareti e nodi;

I meccanismi duttili possono essere attivati in maniera diffusa su tutta la costruzione, oppure in maniera non uniforme, ad esempio localizzandosi in alcune parti critiche o su un unico piano.

La plasticizzazione di un elemento o l'attivazione di un meccanismo duttile in genere non comportano il collasso della struttura.

I meccanismi fragili possono localizzarsi in qualsiasi punto della struttura e possono determinare il collasso dell'intera struttura.

Nella valutazione della vulnerabilità sismica di un edificio esistente in c.a. è fondamentale individuare e separare i due tipi di elementi/meccanismi poiché è diversa la valutazione degli effetti, delle capacità sismiche e delle relative verifiche per le due tipologie.

L'analisi sismica globale deve utilizzare, per quanto possibile, metodi di analisi che consentano di valutare in maniera appropriata sia la resistenza che la duttilità disponibile della struttura.

L'impiego di metodi di calcolo lineari richiede da parte del progettista un'opportuna definizione del fattore di struttura q , il cui valore è scelto nel campo tra 1,5 e 3,0 sulla base della regolarità nonché dei tassi di lavoro dei materiali sotto le azioni statiche.

Nel caso di uso del fattore di struttura, tutti gli elementi strutturali duttili devono soddisfare la condizione che la sollecitazione indotta dall'azione sismica ridotta sia inferiore o uguale alla corrispondente resistenza.

Tutti gli elementi strutturali fragili devono invece soddisfare la condizione che la sollecitazione indotta dall'azione sismica ridotta per $q=1,5$ sia inferiore o uguale alla corrispondente resistenza.

Nel caso di analisi dinamica lineare con spettro di progetto la verifica degli elementi/meccanismi sia duttili che fragili viene eseguita in termini di resistenza. L'applicazione di tale metodologia prevede l'esecuzione di due analisi distinte per i meccanismi fragili e per i meccanismi duttili.

L'analisi dinamica per meccanismi fragili è stata eseguita considerando un fattore di struttura $q=1,50$ mentre l'analisi dinamica per meccanismi duttili è stata eseguita considerando un fattore di struttura $q=3,00$.

I risultati di calcolo di entrambi le verifiche per meccanismi fragili e per meccanismi duttili sono stati riportati nella relazione di calcolo.

Nel tabulato di calcolo per meccanismi fragili risultano presenti travi non verificate per meccanismi duttili (a flessione). Ovviamente tali risultati non sono da prendere in considerazione in quanto ottenuti con un fattore di struttura q ridotto, valido solo per meccanismi fragili (taglio).

5.3 AFFIDABILITA' DEL CODICE DI CALCOLO UTILIZZATO

L'affidabilità del codice utilizzato e la sua idoneità al caso in esame, è stata attentamente verificata sia effettuando il raffronto tra casi prova di cui si conoscono i risultati esatti sia esaminando le indicazioni, la documentazione ed i test forniti dal produttore stesso.

La S.T.S. s.r.l., a riprova dell'affidabilità dei risultati ottenuti, fornisce direttamente on-line i test sui casi prova liberamente consultabili all'indirizzo: <http://www.stsweb.it/STSWeb/ITA/homepage.htm>

5.4 VALIDAZIONE DEL CODICE

Si ritiene non necessaria una validazione indipendente del calcolo strutturale.

5.5 INFORMAZIONI GENERALI SULL'ELABORAZIONE

Il software è dotato di propri filtri e controlli di autodiagnostica che intervengono sia durante la fase di definizione del modello sia durante la fase di calcolo vero e proprio.

In particolare il software è dotato dei seguenti filtri e controlli:

- Filtri per la congruenza geometrica del modello generato
- Controlli a priori sulla presenza di elementi non connessi, interferenze, mesh non congruenti o non adeguate.

Filtri sulla precisione numerica ottenuta, controlli sulla stabilità o eventuali mal condizionamenti delle matrici, con verifica dell'indice di condizionamento.

Controlli sulle verifiche sezionali e sui limiti dimensionali per i vari elementi strutturali in funzione della normativa utilizzata.

Controlli e verifiche sugli esecutivi prodotti.

Rappresentazioni grafiche di post-processo che consentono di evidenziare eventuali anomalie sfuggite all'autodiagnostica automatica.

In aggiunta ai controlli presenti nel software si sono svolti appositi calcoli su schemi semplificati, che si riportano nel seguito, che hanno consentito di riscontrare la correttezza della modellazione effettuata per la struttura in esame.

5.6 GIUDIZIO MOTIVATO SULL'ACCETTABILITA' DEI RISULTATI

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

Le funzioni di visualizzazione ed interrogazione sul modello hanno consentito di controllare sia la coerenza geometrica che la adeguatezza delle azioni applicate rispetto alla realtà fisica.

Inoltre la visualizzazione ed interrogazione dei risultati ottenuti dall'analisi quali: sollecitazioni, tensioni, deformazioni, spostamenti e reazioni vincolari, hanno permesso un immediato controllo di tali valori con i risultati ottenuti mediante schemi semplificati della struttura stessa.

Si è inoltre riscontrato che le reazioni vincolari sono in equilibrio con i carichi applicati, e che i valori dei taglianti di base delle azioni sismiche sono confrontabili con gli omologhi valori ottenuti da modelli SDOF semplificati. Si è inoltre verificato che tutte le funzioni di controllo ed autodiagnostica del software abbiano dato tutte esito positivo. Da quanto sopra esposto si può quindi affermare che il calcolo è andato a buon fine e che il modello di calcolo utilizzato è risultato essere rappresentativo della realtà fisica, anche in funzione delle modalità e sequenze costruttive.

5.7 MODALITA' DI PRESENTAZIONE DEI RISULTATI.

I dati e i risultati dell'elaborazione vengono riportati nell'allegata relazione di calcolo sotto forma di valori numerici.

RELAZIONE SUI MATERIALI

La presente relazione è stata redatta ai sensi dell'art. 65 del D.P.R. n. 380 del 06.06.2001 e delle Norme Tecniche per le Costruzioni approvate con D.M. 14.01.2008

I materiali ed i prodotti per uso strutturale utilizzati per la realizzazione delle opere devono essere:

- *identificati* univocamente a cura del produttore, secondo le procedure applicabili;
- *qualificati* sotto la responsabilità del produttore, secondo le procedure applicabili;
- *accettati* dal Direttore dei lavori mediante acquisizione e verifica della documentazione di qualificazione, nonché mediante eventuali prove sperimentali di accettazione.

Il Direttore dei Lavori deve acquisire la documentazione di accompagnamento nonché la documentazione che attesti la identificazione e la qualificazione del prodotto differente a seconda dei seguenti casi:

A) materiali e prodotti per uso strutturale per i quali sia disponibile una norma europea armonizzata (del tipo hEN) i cui riferimenti devono essere già pubblicati sulla GUUE. Ciascuna norma armonizzata ha un periodo di coesistenza nel quale l'applicazione della stessa non è obbligatoria. Al termine di tale periodo di coesistenza possono essere immessi sul mercato soltanto i prodotti da costruzione conformi alla norma e cioè se in possesso della marcatura CE.

B) materiali e prodotti per uso strutturale per i quali non esiste alcuna norma armonizzata o nel caso in cui esista non sia ancora terminato il periodo di coesistenza cioè di applicazione volontaria della stessa. In questo caso l'identificazione e la qualificazione devono avvenire attraverso le procedure indicate da D.M. 14.01.2008 per ciascun materiale. E' fatto salvo il caso in cui il produttore abbia volontariamente optato per la marcatura CE.

C) materiali e prodotti per uso strutturale innovativi o comunque non citati nel capitolo 11 del D.M. 14.01.2008 e non ricadenti nelle precedenti tipologie A) e B). In tali casi il produttore potrà pervenire alla marcatura CE in conformità a Benestare Tecnici Europei (ETA) ovvero dovrà essere in possesso di un Certificato di idoneità tecnica all'impiego rilasciato dal Servizio Tecnico Centrale sulla base delle Linee guida approvate dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

Il Direttore dei Lavori deve anche verificare l'idoneità di tale documentazione, ad esempio verificando la titolarità di chi ha emesso le certificazioni e/o attestazioni, la validità ed il campo di applicazione di queste ultime (in relazione ai prodotti effettivamente consegnati ed al loro uso previsto), la conformità delle caratteristiche dichiarate alle prescrizioni progettuali o capitolari, etc. Oltre i casi previsti dalle NTC, il Direttore dei Lavori può in ogni caso richiedere le prove di accettazione che ritenga opportune o necessarie ai fini dell'accettazione del materiale.

Per i materiali e prodotti recanti la Marcatura CE sarà onere del Direttore dei Lavori, in fase di accettazione, **accertarsi del possesso della marcatura stessa e richiedere** ad ogni fornitore, per ogni diverso prodotto, il Certificato ovvero la Dichiarazione di Conformità alla parte armonizzata della specifica norma europea (caso A) ovvero allo specifico Benestare Tecnico Europeo (caso C), per quanto applicabile. Sarà inoltre onere del Direttore dei Lavori verificare che tali prodotti rientrino nelle tipologie, classi e/o famiglie previsti nella detta documentazione.

Per i prodotti non recanti la Marcatura CE, il Direttore dei Lavori dovrà accertarsi del possesso e del regime di validità dell'Attestato di Qualificazione (caso B) o del Certificato di Idoneità Tecnica all'impiego (caso C) rilasciato dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

ACCIAIO PER STRUTTURE METALLICHE E PER STRUTTURE COMPOSTE

Tutti gli acciai per impiego strutturale devono essere qualificati. Gli acciai laminati di uso generale per la realizzazione di strutture metalliche e per le strutture composte comprendono:

Prodotti lunghi:

- laminati mercantili (angolari, L, T, piatti e altri prodotti di forma);
- travi ad ali parallele del tipo HE e IPE, travi IPN;
- laminati ad U

Prodotti piani:

- lamiere e piatti
- nastri

Profilati cavi

- tubi prodotti a caldo

Prodotti derivati:

- travi saldate (ricavate da lamiere o da nastri a caldo);
- profilati a freddo (ricavati da nastri a caldo);
- tubi saldati (cilindrici o di forma ricavati da nastri a caldo);
- lamiere grecate (ricavate da nastri a caldo).

E' consentito l'impiego anche di acciaio inossidabile per la realizzazione di strutture metalliche, in questo caso per gli acciai di cui alle norme armonizzate UNI EN 10025, UNI EN 10210 ed UNI EN 10219-1, in assenza di specifici studi statistici di documentata affidabilità, ed in favore di sicurezza, per i valori delle tensioni caratteristiche di snervamento f_{yk} e di rottura f_{tk} da utilizzare nei calcoli si assumono i valori nominali $f_y = R_{eH}$ e $f_t = R_m$ riportati nelle relative norme di prodotto.

In sede di progettazione si possono assumere convenzionalmente i seguenti valori nominali delle proprietà del materiale:

modulo elastico $E = 210.000 \text{ N/mm}^2$;

modulo di elasticità trasversale $G = E / [2 * (1 + \nu)] \text{ N/mm}^2$;

coefficiente di Poisson $\nu = 0,3$;

coefficiente di espansione termica lineare $\alpha = 12 \times 10^{-6} \text{ per } ^\circ\text{C}^{-1}$ (per temperature fino a $100 \text{ } ^\circ\text{C}$);

densità $\rho = 7850 \text{ kg/m}^3$.

Sempre in sede di progettazione, per gli acciai di cui alle norme europee EN 10025, EN 10210 ed EN 10219-1, si possono assumere nei calcoli i valori nominali delle tensioni caratteristiche di snervamento f_{yk} e di rottura f_{tk} riportati nelle tabelle seguenti.

Tabella 11.3.IX – Laminati a caldo con profili a sezione aperta

Norme e qualità degli acciai	Spessore nominale dell'elemento			
	$t \leq 40$ mm		$40 \text{ mm} < t \leq 80$ mm	
	f_{yk} [N/mm ²]	f_{tk} [N/mm ²]	f_{yk} [N/mm ²]	f_{tk} [N/mm ²]
UNI EN 10025-2				
S 235	235	360	215	360
S 275	275	430	255	410
S 355	355	510	335	470
S 450	440	550	420	550
UNI EN 10025-3				
S 275 N/NL	275	390	255	370
S 355 N/NL	355	490	335	470
S 420 N/NL	420	520	390	520
S 460 N/NL	460	540	430	540
UNI EN 10025-4				
S 275 M/ML	275	370	255	360
S 355 M/ML	355	470	335	450
S 420 M/ML	420	520	390	500
S 460 M/ML	460	540	430	530
UNI EN 10025-5				
S 235 W	235	360	215	340
S 355 W	355	510	335	490

Tabella 11.3.X - Laminati a caldo con profili a sezione cava

Norme e qualità degli acciai	Spessore nominale dell'elemento			
	$t \leq 40$ mm		$40 \text{ mm} < t \leq 80$ mm	
	f_{yk} [N/mm ²]	f_{tk} [N/mm ²]	f_{yk} [N/mm ²]	f_{tk} [N/mm ²]
UNI EN 10210-1				
S 235 H	235	360	215	340
S 275 H	275	430	255	410
S 355 H	355	510	335	490
S 275 NH/NLH	275	390	255	370
S 355 NH/NLH	355	490	335	470
S 420 NH/NLH	420	540	390	520
S 460 NH/NLH	460	560	430	550
UNI EN 10219-1				
S 235 H	235	360		
S 275 H	275	430		
S 355 H	355	510		
S 275 NH/NLH	275	370		
S 355 NH/NLH	355	470		
S 275 MH/MLH	275	360		
S 355 MH/MLH	355	470		
S 420 MH/MLH	420	500		
S 460 MH/MLH	460	530		

In zona sismica per le zone dissipative si applicano le seguenti regole aggiuntive:

- per gli acciai da carpenteria il rapporto fra i valori caratteristici della tensione di rottura f_{tk} (nominale) e la tensione di snervamento f_{yk} (nominale) deve essere maggiore di 1,20 e l'allungamento a rottura A_5 , misurato su provino standard, deve essere non inferiore al 20%;
- la tensione di snervamento massima $f_{y,max}$ deve risultare $f_{y,max} \leq 1,2 f_{yk}$;
- i collegamenti bullonati devono essere realizzati con bulloni ad alta resistenza di classe 8.8 o 10.9.

L'eventuale processo di saldatura dovrà avvenire in base alle indicazioni del paragrafo 11.3.4.5 delle NTC 2008.

I bulloni eventualmente impiegati devono essere conformi per le caratteristiche dimensionali alle norme UNI EN ISO 4016:2002 e UNI5592:1968 devono appartenere alle sotto indicate classi della norma UNI EN ISO 898-1:2001, associate nel modo indicato nella Tabella seguente..

Tabella 11.3.XII.a

	Normali			Ad alta resistenza	
Vite	4.6	5.6	6.8	8.8	10.9
Dado	4	5	6	8	10

Le tensioni di snervamento f_{yb} e di rottura f_{tb} delle viti appartenenti alle classi indicate nella precedente tabella 11.3.XII.a sono riportate nella seguente tabella 11.3.XII.b:

Tabella 11.3.XII.b

Classe	4.6	5.6	6.8	8.8	10.9
f_{yb} (N/mm ²)	240	300	480	649	900
f_{tb} (N/mm ²)	400	500	600	800	1000

- *Il primo numero*, moltiplicato per 100 indica il carico unitario di rottura a trazione del materiale della vite, in [N/mm²](#) (o [MPa](#));
- *il prodotto dei due numeri* moltiplicato per 10 indica il carico unitario di snervamento, sempre in N/mm², quindi indica il *limite di deformazione elastica*;
- *secondo numero*, diviso per 10 indica il rapporto tra i carichi di snervamento e di rottura;

Per valori superiori di tali carichi, il bullone rispettivamente si rompe a trazione o si snerva, in particolare sottoposto al carico di snervamento indicato e rilasciato, il bullone subisce un allungamento irreversibile (deformazione plastica) non superiore allo 0,2%.

I bulloni per giunzioni ad attrito devono essere conformi alle prescrizioni della seguente Tab. 11.3.XIII, mentre le Viti e dadi, devono essere associati come indicato nella Tab. 11.3.XII.

Tabella 11.3.XIII

Elemento	Materiale	Riferimento
Viti	8.8 – 10.9 secondo UNI EN ISO 898-1 : 2001	UNI EN 14399 :2005 parti 3 e 4
Dadi	8 - 10 secondo UNI EN 20898-2 :1994	
Rosette	Acciaio C 50 UNI EN 10083-2: 2006 temperato e rinvenuto HRC 32÷ 40	UNI EN 14399 :2005 parti 5 e 6
Piastrine	Acciaio C 50 UNI EN 10083-2: 2006 temperato e rinvenuto HRC 32÷ 40	

Gli elementi di collegamento strutturali ad alta resistenza adatti al precarico devono soddisfare i requisiti di cui alla norma europea armonizzata UNI EN 14399-1, e recare la relativa marcatura CE, con le specificazioni di cui al punto A del § 11.1 delle NTC 2008.

Gli elementi di collegamento impiegati nelle unioni a taglio devono soddisfare i requisiti di cui alla norma armonizzata UNI EN 15048-1:2007 “Bulloneria strutturale non a serraggio controllato” e recare la relativa marcatura CE, con le specificazioni di cui al punto A del § 11.1 delle NTC 2008.

Per i chiodi da ribadire a caldo si devono impiegare gli acciai previsti dalla norma UNI 7356.

I connettori a piolo devono avere le caratteristiche meccaniche di cui al paragrafo 11.3.4.7 delle NTC 2008.

Tutte le forniture di acciaio, provenienti dallo stabilimento di produzione (Produttore), devono essere accompagnate:

A) nel caso sussista l'obbligo della Marcatura CE (per i laminati e relativi profilati IPE, HE, UPN)
- da copia della Dichiarazione di conformità CE, riportante un timbro in originale con almeno la data di spedizione ed il destinatario;
- dal documento di trasporto con la data di spedizione ed il riferimento alla quantità, al tipo di acciaio, al destinatario.

B) nel caso non sussista l'obbligo della Marcatura CE
- dalla copia dell'attestato di qualificazione del Servizio Tecnico Centrale, riportante un timbro in originale con almeno la data di spedizione ed il destinatario (la qualificazione ha validità 5 anni);
- dal documento di trasporto con la data di spedizione ed il riferimento alla quantità, al tipo di acciaio, alle colate, al destinatario.

Le forniture effettuate da un commerciante intermedio devono essere accompagnate da copia dei documenti rilasciati dal Produttore e completati con il riferimento al documento di trasporto del commerciante stesso.

Il Direttore dei Lavori è tenuto a verificare quanto sopra indicato ed a rifiutare le eventuali forniture non conformi, ferme restando le responsabilità del produttore.

Tutte le forniture di acciaio, provenienti da centri di trasformazione aventi i requisiti previsti al paragrafo 11.3.1.7 delle NTC2008 che nell'ambito degli acciai per carpenteria metallica sono i centri di produzione di lamiera grecate e profilati formati a freddo (impianti che ricevono dai produttori di acciaio nastri o lamiera in acciaio e realizzano profilati formati a freddo, lamiera grecate e pannelli composti profilati, ivi compresi quelli saldati che però non siano sottoposti a successive modifiche o trattamenti termici) i centri di prelavorazione di componenti strutturali, (impianti che ricevono dal produttore di acciaio elementi base (prodotti lunghi o piani) e realizzano elementi singoli prelavorati che vengono successivamente utilizzati dalle officine di produzione che realizzano strutture complesse nell'ambito delle costruzioni) le officine di produzione di carpenterie metalliche, le officine di produzione di elementi strutturali di serie e le officine per la produzione di bulloni e chiodi, devono essere accompagnate dai documenti previsti dal paragrafo 11.3.4.11.2 delle NTC2008 e della relativa circolare Istruzioni per l'applicazione delle NTC 2008.

Il Direttore dei Lavori è tenuto a verificare quanto sopra indicato ed a rifiutare le eventuali forniture non conformi.

I controlli in cantiere, demandati al Direttore dei Lavori, sono obbligatori e devono essere eseguiti, effettuando un prelievo di almeno 3 saggi per ogni lotto di spedizione, di massimo 30 t.

Qualora la fornitura, di elementi lavorati, provenga da un Centro di trasformazione, il Direttore dei Lavori, dopo essersi accertato preliminarmente che il suddetto Centro di trasformazione sia in possesso di tutti i requisiti previsti al § 11.3.1.7 delle NTC, può recarsi presso il medesimo Centro di trasformazione ed effettuare in stabilimento tutti i controlli di cui sopra. In tal caso il prelievo dei campioni viene effettuato dal Direttore Tecnico del Centro di trasformazione secondo le disposizioni del Direttore dei Lavori; quest'ultimo deve assicurare, mediante sigle, etichettature indelebili, ecc., che i campioni inviati per le prove al laboratorio incaricato siano effettivamente quelli da lui prelevati, nonché sottoscrivere la relativa richiesta di prove.

Se le strutture in acciaio sono saldate in fase di inizio fornitura si dovranno consegnare i seguenti documenti per qualificare il processo di saldatura:

- a) procedure di saldatura (wps);
- b) approvazione delle procedure di saldatura da parte di un ente certificatore (wpar);
- c) elenco dei saldatori qualificati;
- d) certificati di qualifica dei saldatori;
- e) elenco delle saldatrici impiegate e relativi programmi di manutenzione aggiornati;
- f) elenco e certificazioni relative ai materiali di apporto della saldatura;
- g) piani di controllo della lavorazione e relative schede di registrazione compilate

Se le strutture in acciaio sono bullonate prima di ogni fornitura in cantiere di bulloneria consegnare al direttore dei lavori per la verifica di accettazione:

- a) copia della dichiarazione di inizio attività inviata dal produttore al servizio tecnico centrale;
- b) scheda tecnica che illustri le caratteristiche del prodotto;
- c) idonea certificazione di controllo conforme alla norma UNI EN 10204 (certificati tipo 2.1, 2.2, 3.1, 3.2);
- d) se i bulloni sono sottoposti a marcatura CE la fornitura deve essere accompagnata da etichettatura CE, dichiarazione di conformità del produttore e dal certificato di controllo della produzione in fabbrica.

Nel presente progetto si prevede l'impiego di:

Acciaio per carpenteria metallica : Acciaio S 235 JR

Procedimento saldatura:

Procedimento semiautomatico a filo continuo in atmosfera inerte con miscela Ar-Co2.

Bulloneria: Bulloni ad alta resistenza classe 8.8, dadi di classe 8.