



COMUNE DI MAZARA DEL VALLO

**LAVORI PER LA REALIZZAZIONE DI UN IMPIANTO AUTOMATICO
DI ABBATTIMENTO DEL CONTENUTO DI NITRATI
NELL'ACQUA DEI POZZI RAMISELLA**


PROGETTO DEFINITIVO

R05 RELAZIONE SISIMICA E SULLE STRUTTURE

Tav. R05.01 - Relazione di calcolo

PROGETTISTA: ING. MATTEO NOVENTA

GRUPPO DI LAVORO: ING. BARTOLOMEO FONTANA

 Eta s.r.l. Sede legale: Via A. Rossi 3F Rubano - 35030 (PD) Mail: info@eta-es.com PIVA/CF: 03365500283 QR-Code: M5UXCR1	DATA				
	GIUGNO 2021				
	COMMESSA N°	REDATTO			
	J21F001				
CODICE COMMESSA		CONTROLLATO			
NOME FILE		APPROVATO			
REV.	DATA	DESCRIZIONE MODIFICA	REDATTO	CONTR.	APPR.

A termini di legge ci si riserva la proprietà del presente elaborato, che pertanto non può essere riprodotto e/o ceduto a terzi senza autorizzazione di ETA s.r.l.

Eta s.r.l.

Sede legale: Via A. Rossi 3F Rubano - 35030 (PD)
 Mail: info@eta-es.com
 PIVA/CF: 03365500283
 QR-Code: M5UXCR1

1. Premessa

La presente relazione si riferisce alle verifiche delle strutture in c.a. previste nel progetto definitivo per la realizzazione di un impianto automatico di abbattimento del contenuto di nitrati nell'acqua dei pozzi Ramisella, nel comune di Mazara del Vallo (TP).

Nello specifico, le opere strutturali riguardano la realizzazione delle seguenti opere:

- **Vasca per la preparazione e lo stoccaggio della salamoia**, di dimensioni in pianta pari a 4mx4m e altezza da 2,5 m a 3,00 m. La struttura è costituita da setti in c.a. con spessore pari a cm 30 e fondazione costituita da piastra in c.a. di altezza pari a 50 cm adagiata su uno strato di magrone dello spessore di circa 10 cm.

La vasca sarà realizzata parzialmente interrata in modo che la parte fuori terra permetta lo scarico del ribaltabile che trasporterà il sale.

- **Vasca per la raccolta degli eluati** di forma cilindrica avente diametro di 6m e altezza di 7m. La struttura è costituita da setti in c.a. con spessore pari a cm 30 e fondazione costituita da piastra in c.a. di altezza pari a 50 cm adagiata su uno strato di magrone dello spessore di circa 10 cm.
- **Platea Filtri** di dimensioni 11.70mx3,70m, costituita da piastra in c.a. di altezza pari a 50 cm adagiata su uno strato di magrone dello spessore di circa 10 cm.
- **Platea Accumulo risciacqui diluiti** di dimensioni 4,00m x 4,60 m, costituita da piastra in c.a. di altezza pari a 50 cm adagiata su uno strato di magrone dello spessore di circa 10 cm.

2. Riferimenti Normativi

Nelle calcolazioni sviluppate nel presente progetto sono state osservate tutte le norme vigenti in materia ed in particolare:

- D.M. 17/01/2019
- Circ. Ministero Infrastrutture e Trasporti 21 gennaio 2019, n. 7 “Istruzioni per l’applicazione dell’«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018”.
- Legge 05.11.1971 n.1086
- Legge 02.02.1974 n.64

REFERENZE TECNICHE (Cap. 12 D.M. 17.01.2018)

- UNI ENV 1992-1-1 Parte 1-1:Regole generali e regole per gli edifici.
- UNI EN 206-1/2001 - Calcestruzzo. Specificazioni, prestazioni, produzione e conformità.
- UNI EN 1993-1-1 - Parte 1-1:Regole generali e regole per gli edifici.
- UNI EN 1995-1 – Costruzioni in legno
- UNI EN 1998-1 – Azioni sismiche e regole sulle costruzioni
- UNI EN 1998-5 – Fondazioni ed opere di sostegno

3. Sicurezza e prestazioni attese

La sicurezza e le prestazioni della struttura devono essere valutate in relazione agli stati limite che si possono verificare durante la vita nominale delle strutture. In particolare, secondo quanto stabilito dal DM 17.01.2019, le opere e le varie tipologie strutturali devono possedere i seguenti requisiti:

- sicurezza nei confronti di *stati limite ultimi* (SLU): capacità di evitare crolli, perdite di equilibrio e dissesti gravi, totali o parziali, che possano compromettere l'incolumità delle persone ovvero comportare la perdita di beni, ovvero provocare gravi danni ambientali e sociali, ovvero mettere fuori servizio l'opera;
- sicurezza nei confronti di *stati limite di esercizio* (SLE): capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio;

Nel metodo semiprobabilistico agli stati limite, la sicurezza strutturale deve essere verificata tramite il confronto tra la resistenza e l'effetto delle azioni. Per la sicurezza strutturale, la resistenza dei materiali e le azioni sono rappresentate dai valori caratteristici delle resistenze e delle azioni che minimizzano la sicurezza.

La verifica della sicurezza nei riguardi degli stati limite ultimi di resistenza si effettua con il *metodo dei coefficienti parziali* di sicurezza espresso dalla equazione formale:

$$R_d \geq E_d$$

dove R_d ed E_d sono rispettivamente la resistenza di progetto, valutata in base ai valori di progetto della resistenza dei materiali e ai valori nominali delle grandezze geometriche interessate, e il valore di progetto dell'effetto delle azioni. Nella definizione sia delle resistenze che delle azioni, intervengono dei coefficienti parziali di sicurezza che tengono in conto la variabilità delle varie grandezze e le incertezze relative alle intolleranze geometriche e alla affidabilità dei modelli di calcolo.

La vita nominale di un'opera strutturale V_N , intesa come il numero di anni nel quale la struttura deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata, è fissata in base alla Tab. 2.4.I del DM 17.01.2018.

Tipo di Costruzione: 2 $V_N \geq 50$ anni

per l'opere in progetto si è assunta la seguente *classe d'uso*:

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 in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

In tal caso, le azioni sismiche vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava moltiplicandone la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U , definito in funzione della classe d'uso, come mostrato in Tab. 2.4.II del citato DM. In particolare, assunto:

$$C_U = 1.0$$

si ha:

$$V_R = V_N \cdot C_U = 50 \text{ anni}$$

4. Azioni sulle strutture

Condizioni di carico elementari

La valutazione delle varie azioni sulla parte in elevazione, e quindi delle sollecitazioni trasmesse in fondazione, è stata effettuata secondo quanto stabilito dal cap. 3 delle NTC (D.M. 17.01.2018).

Le strutture sono interessate da carichi permanenti, carichi variabili, azione della neve, azione del sisma.

Carichi permanenti

Per la valutazione dei carichi di progetto permanenti (pesi propri G_1 e pesi propri degli elementi non

strutturali G_2) si fa riferimento ai p.ti 3.1.2 e 3.1.4 delle NTC. I pesi propri dei materiali strutturali comuni sono rilevati dalla Tab. 3.1.I delle citate norme.

Per eventuali altri materiali, si sono reperiti valori in letteratura o nelle specifiche tecniche dei materiali in commercio.

Il peso proprio degli elementi strutturali principali (travi, pilastri, ecc.) viene tenuto in conto automaticamente dal codice di calcolo utilizzato.

Carichi variabili

I carichi variabili comprendono i carichi legati alla destinazione d'uso dell'opera. Sono tenuti in conto attraverso i loro valori caratteristici: q_k per i carichi verticali uniformemente distribuiti, validi per le verifiche globali e locali; Q_k per i carichi verticali concentrati agenti su un'impronta quadrata 50x50 mm, validi esclusivamente per le verifiche locali e da non cumularsi ai carichi distribuiti.

I carichi variabili sono stati fissati con riferimento alla Tabella 3.1.II delle NTC.

Azione della neve

Il carico determinato dalla neve sui piani di copertura è valutato secondo le indicazioni del p.to 3.4 delle NTC, ed in particolare con l'espressione:

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

dove:

q_s è il carico neve sulla copertura;

μ_i è il coefficiente di forma della copertura;

q_{sk} è il valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo per un periodo di ritorno di 50 anni;

C_E è il coefficiente di esposizione;

C_t è il coefficiente termico.

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

Il prospetto seguente riassume i parametri principali assunti nel caso in oggetto:

Voce	Parametro	Riferimento NTC - D.M.17.01.18
Altitudine a_s [m]	≤ 200	P.to 3.4.2
Zona	III	P.to 3.4.2
Valore caratteristico q_{sk} [daN/m ²]	60	P.to 3.4.2
Esposizione	Normale	Tab. 3.4.I
Coefficiente di esposizione C_E	1.0	Tab. 3.4.I
Coefficiente termico C_t	1.0	P.to 3.4.4
Coefficiente di forma μ_i	0.80	Tab. 3.4.II

Azione sismica

L'azione del sisma viene valutata con riferimento al p.to 3.2 delle NTC. Si definisce a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione. La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (Categoria A), 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} , nel periodo di riferimento V_R . Le forme spettrali sono definite a partire dai valori dei seguenti parametri:

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

Tali parametri vengono forniti dall'INGV per un reticolo di riferimento e per determinati periodi di ritorno T_R (30, 50, 72, 101, 140, 201, 475, 975, 2475 anni). Per un qualunque punto del territorio non

ricadente nei nodi del reticolo di riferimento, i valori dei parametri sono calcolati come media pesata dei valori assunti dagli stessi nei quattro vertici della maglia elementare del reticolo contenente il punto, utilizzando come pesi gli inversi delle distanze tra il punto in questione ed i quattro vertici.

Nei confronti delle azioni sismiche gli stati limite, sia di esercizio che ultimi, sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti.

Gli *stati limite di esercizio* (SLE) sono:

- Stato Limite di Operatività (SLO)
- Stato Limite di Danno (SLD)

Gli *stati limite ultimi* (SLU) sono:

- Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV)
- Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC)

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

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si rende necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale basata sull'individuazione di *categorie di sottosuolo* di riferimento (Tab. 3.2.II e 3.2.III delle NTC).

Sulla base di tale assunzione, si definisce, con riferimento alla Tab. 3.2.V delle NTC, il coefficiente di amplificazione stratigrafica S_S ed coefficiente C_C funzione della particolare categoria di sottosuolo.

Bisogna inoltre tenere conto delle *condizioni topografiche* locali. Per il sito in esame, tenuto conto delle condizioni al contorno, in particolare si può assumere, con riferimento alle Tab. 3.2.IV e 3.2.VI delle NTC.

L'azione sismica è caratterizzata da 3 componenti traslazionali: due orizzontali mutuamente ortogonali, contrassegnate da X ed Y, ed una verticale contrassegnata da Z, da considerare tra di loro indipendenti.

Gli spettri di risposta elastici in accelerazione delle componenti orizzontali e verticali sono valutati attraverso le relazioni 3.2.4 e 3.2.10 rispettivamente delle NTC. Per essi si assume uno smorzamento convenzionale $\xi = 5\%$. Nelle suddette relazioni interviene inoltre un coefficiente S che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche così definito:

$$S = S_S \cdot S_T$$

Gli spettri di risposta variano al variare della probabilità di superamento nel periodo di riferimento.

Per le strutture in progetto, nel rispetto delle indicazioni del p.to 7.2.1 delle NTC, non è necessario tener conto della componente verticale dell'azione sismica.

Per gli *stati limite di esercizio* lo spettro di progetto $S_d(T)$ da utilizzare è lo spettro elastico riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento considerata.

Nei riguardi degli *stati limite ultimi*, ai fini del progetto o della verifica delle strutture, nel caso di analisi lineari, le capacità dissipative delle strutture sono tenute in conto attraverso una riduzione delle forze elastiche, per cui lo spettro di progetto $S_d(T)$ da utilizzare è lo spettro elastico riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento, con le ordinate ridotte attraverso un *fattore di struttura* q , definito più avanti.

Combinazioni di carico

La valutazione delle azioni di calcolo per le verifiche strutturali va eseguita combinando le azioni, dovute ai singoli contributi elementari, secondo le indicazioni dei p.ti 2.5.3, 2.6 e 3.2.4 delle NTC. Nel seguito si indicano con:

F_d Azione di calcolo

G_1 Peso proprio degli elementi strutturali, ed eventualmente peso proprio o forze indotte dal terreno e spinte idrauliche

G_2 Peso proprio di tutti gli elementi non strutturali

Q_{k1} Valore caratteristico dell'azione variabile dominante

Q_{kj} Valore caratteristico dell'azione variabile j-esima ($j=1,2,\dots,n$) agente contemporaneamente a quella dominante

E Azione sismica

Combinazioni di carico in fase statica

Si indicano nel seguito con:

- Combinazioni SLU Combinazione agli stati limite ultimi in fase statica
- Combinazioni SLE Combinazione agli stati limite di esercizio in fase statica

COMBINAZIONI SLU

Ai fini delle verifiche agli stati limite ultimi in fase statica si considerano le azioni combinate secondo il seguente schema:

$$F_d = \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_{j=2}^n \gamma_{Qj} \cdot \psi_{0j} \cdot Q_{kj}$$

I coefficienti parziali vanno così assunti:

Coefficiente parziale	Sfavorevoli alla sicurezza	Favorevoli alla sicurezza
γ_{G1}	1.3	1.0
γ_{G2}	1.5	0.0
$\gamma_{Qi} (\forall i)$	1.5	0.0

Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali G_2 (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si adottano per essi gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti G_1 . I coefficienti di combinazione per i carichi variabili ψ_{0j} vanno assunti secondo la Tab. 2.5.I delle NTC che appresso si riproduce per la colonna interessata:

Categoria / Azione variabile	ψ_{0j}
Categoria A	0.7
Categoria B	0.7
Categoria C	0.7
Categoria D	0.7
Categoria E	1.0
Categoria F	0.7
Categoria G	0.7
Categoria H	0.0
Vento	0.6
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0.5
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0.7
Variazioni termiche	0.6

Nello specifico, le combinazioni di calcolo prese in considerazione in fase di analisi sono riportate negli allegati di calcolo.

COMBINAZIONI SLE

Ai fini delle verifiche agli stati limite di esercizio in fase statica, si considerano le azioni combinate secondo i seguenti schemi:

Combinazione Caratteristica (Rara) – SLE-RA

$$F_d = G_1 + G_2 + Q_{k1} + \sum_{j=2}^n \psi_{0j} \cdot Q_{kj}$$

I coefficienti di combinazione per i carichi variabili ψ_{0j} vanno assunti secondo la tabella sopra riportata.

Combinazione Frequente – SLE-FR

$$F_d = G_1 + G_2 + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum_{j=2}^n \psi_{2j} \cdot Q_{kj}$$

I coefficienti di combinazione per i carichi variabili ψ_{11} e ψ_{2j} vanno assunti ancora secondo la Tab. 2.5.I delle NTC che appresso si riproduce per le colonne interessate:

Categoria / Azione variabile	ψ_{11}	ψ_{2j}
Categoria A	0.5	0.3
Categoria B	0.5	0.3
Categoria C	0.7	0.6
Categoria D	0.7	0.6
Categoria E	0.9	0.8
Categoria F	0.7	0.6
Categoria G	0.5	0.3
Categoria H	0.0	0.0
Vento	0.2	0.0
Neve (a quota \leq 1000 m s.l.m.)	0.2	0.0
Neve (a quota $>$ 1000 m s.l.m.)	0.5	0.2
Variazioni termiche	0.5	0.0

Combinazione Quasi Permanente – SLE-QP

$$F_d = G_1 + G_2 + \sum_{j=1}^n \psi_{2j} \cdot Q_{kj}$$

I coefficienti di combinazione per i carichi variabili ψ_{2j} vanno assunti secondo la tabella sopra riportata.

Nello specifico, le combinazioni di calcolo prese in considerazione in fase di analisi sono riportate negli allegati di calcolo.

Combinazioni di carico in fase sismica

Sono già stati definiti gli stati limite di verifica. In particolare gli stati limite di esercizio (SLE) sono:

1. Combinazioni SLO Stato Limite di Operatività
2. Combinazioni SLD Stato Limite di Danno

mentre gli stati limite ultimi (SLU) sono:

3. Combinazioni SLV Stato Limite di salvaguardia della Vita
4. Combinazioni SLC Stato Limite di prevenzione del Collasso

Nel caso in oggetto, tenendo conto del tipo di costruzione e della classe d'uso delle opere, si prendono in considerazione esclusivamente le combinazioni dei punti 1, 2, e 3.

Gli effetti dell'azione sismica vanno combinati con gli effetti degli altri carichi permanenti e variabili, estendendo agli SLE gli stessi coefficienti di combinazione dei carichi applicati per gli SLU.

In generale:

$$F_d = E + G_1 + G_2 + \sum_{j=1}^n \psi_{2j} \cdot Q_{kj}$$

La differenziazione fra le varie combinazioni SLE e SLU avviene esclusivamente sulla componente E dell'azione di progetto, così come specificato al p.to 0. I coefficienti di combinazione per i carichi

variabili sono gli stessi di quelli sopra riportati per la combinazione SLE-FR.

Per la valutazione delle masse sismiche, si considerano i carichi gravitazionali ottenuti dalla seguente combinazione;

$$G_1 + G_2 + \sum_{j=1}^n \psi_{2j} \cdot Q_{kj}$$

Per tenere conto della variabilità spaziale del moto sismico, nonché di eventuali incertezze nella localizzazione delle masse, al centro di massa è attribuita una eccentricità accidentale rispetto alla sua posizione derivante dal calcolo. Tale eccentricità accidentale si tiene in conto spostando il centro di massa di ogni piano, in ogni direzione considerata, di una distanza pari a +/- 5% della dimensione massima dell'edificio in direzione perpendicolare all'azione sismica (p.to 7.2.6 NTC). Detta eccentricità è assunta costante, per entità e direzione, su tutti gli orizzontamenti.

Occorre infine tener conto del fatto che gli effetti del sisma nelle tre direzioni devono essere combinati fra loro nella misura del 100% della sollecitazione prodotta dal sisma nella direzione principale considerata e del 30% delle sollecitazioni prodotte per sisma agente nelle altre due direzioni (p.to 7.3.5 NTC). In conseguenza di ciò gli effetti sulla struttura (sollecitazioni, deformazioni, spostamenti, ecc.) sono combinati 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. Ovviamente nel caso frequente in cui si trascura la componente verticale, la precedente si riduce alle due espressioni:

$$1.00 \cdot E_x + 0.30 \cdot E_y$$

$$1.00 \cdot E_y + 0.30 \cdot E_x$$

Nello specifico, le combinazioni di calcolo prese in considerazione in fase di analisi sono riportate negli allegati di calcolo.

Analisi dei carichi degli elementi strutturali

Nel seguito si riportano i valori dei carichi agenti sugli elementi strutturali presenti nei vari corpi di fabbrica. Per una stima più dettagliata degli stessi, si rimanda alle tabelle fornite negli allegati di calcolo dei corrispondenti corpi di fabbrica, e relative a ciascuna tipologia di elemento strutturale.

Solaio di copertura - H=20+5

Il carico agente sul solaio è dato dai carichi permanenti e dai carichi variabili:

Carichi permanenti:

Peso proprio G_1	340 daN/mq
Carichi permanenti portati G_2	300 daN/mq
TOTALI	540 daN/mq

Carichi variabili:

Categoria A	200 daN/mq
Carico Neve	48 daN/mq

5. Modello di calcolo e verifiche strutturali

Per la determinazione dello stato di sollecitazione nelle varie combinazioni di carico e per la verifica degli elementi strutturali, si è proceduto alla modellazione delle strutture con un programma FEM.

Descrizione del programma di calcolo FEM

Il codice di calcolo automatico impiegato è *Sismicad 11.6*, prodotto dalla *Concrete s.r.l.* (PD). Di seguito si descrivono le caratteristiche principali del software.

Si tratta di un programma di calcolo strutturale che nella versione più estesa è dedicato al progetto e verifica degli elementi in cemento armato, acciaio, muratura e legno di opere civili. Il programma utilizza come analizzatore e solutore del modello strutturale un proprio solutore agli elementi finiti tridimensionale fornito col pacchetto. Il programma è sostanzialmente diviso in tre moduli: un pre-

processore che consente l'introduzione della geometria e dei carichi e crea il file dati di input al solutore; il solutore agli elementi finiti; un post processore che a soluzione avvenuta elabora i risultati eseguendo il progetto e la verifica delle membrature e producendo i grafici ed i tabulati di output.

SCHEMATIZZAZIONE STRUTTURALE E CRITERI DI CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI

Il programma schematizza la struttura attraverso l'introduzione nell'ordine di fondazioni, poste anche a quote diverse, platee, platee nervate, plinti e travi di fondazione poggianti tutte su suolo elastico alla Winkler, di elementi verticali, pilastri e pareti in c.a. anche con fori, di orizzontamenti costituiti da solai orizzontali e inclinati (falde), e relative travi di piano e di falda; è ammessa anche l'introduzione di elementi prismatici in c.a. di interpiano con possibilità di collegamento in inclinato a solai posti a quote diverse. I nodi strutturali possono essere connessi solo a travi, pilastri e pareti, simulando così impalcati infinitamente deformabili nel piano, oppure a elementi lastra di spessore dichiarato dall'utente simulando in tal modo impalcati a rigidità finita. I nodi appartenenti agli impalcati orizzontali possono essere connessi rigidamente ad uno o più nodi principali giacenti nel piano dell'impalcato; generalmente un nodo coincidente con il baricentro delle masse.

Per quanto concerne i carichi, in fase di immissione dati, vengono definite, in numero a scelta dell'utente, condizioni di carico elementari le quali, in aggiunta alle azioni sismiche e variazioni termiche, vengono combinate attraverso coefficienti moltiplicativi per fornire le combinazioni richieste per le verifiche successive. L'effetto di disassamento delle forze orizzontali, indotto ad esempio dai torcenti di piano per costruzioni in zona sismica, viene simulato attraverso l'introduzione di eccentricità planari aggiuntive le quali costituiscono ulteriori condizioni elementari di carico da cumulare e combinare secondo i criteri del paragrafo precedente. Tipologicamente sono ammessi sulle travi e sulle pareti carichi uniformemente distribuiti e carichi trapezoidali; lungo le aste e nei nodi di incrocio delle membrature sono anche definibili componenti di forze e coppie concentrate comunque dirette nello spazio. Sono previste distribuzioni di temperatura, di intensità a scelta dell'utente, agenti anche su singole porzioni di struttura.

Il calcolo delle sollecitazioni si basa sulle seguenti ipotesi e modalità:

- travi e pilastri deformabili a sforzo normale, flessione deviata, taglio deviato e momento torcente. Sono previsti coefficienti riduttivi dei momenti di inerzia a scelta dell'utente per considerare la riduzione della rigidità flessionale e torsionale per effetto della fessurazione del conglomerato cementizio. E' previsto un moltiplicatore della rigidità assiale dei pilastri per considerare, se pure in modo approssimato, l'accorciamento dei pilastri per sforzo normale durante la costruzione.
- le travi di fondazione su suolo alla Winkler sono risolte in forma chiusa tramite uno specifico elemento finito;
- Le pareti in c.a. sono analizzate schematizzandole come elementi lastra-piastra discretizzati con passo massimo assegnato in fase di immissione dati;
- Le piastre sono discretizzate in un numero finito di elementi lastra-piastra con passo massimo assegnato in fase di immissione dati; nel caso di platee di fondazione i nodi sono collegati al suolo da molle aventi rigidità alla traslazione verticale ed richiesta anche orizzontale.
- La deformabilità nel proprio piano di piani dichiarati non infinitamente rigidi e di falde (piani inclinati) può essere controllata attraverso la introduzione di elementi membranali nelle zone di solaio.
- I disassamenti tra elementi asta sono gestiti automaticamente dal programma attraverso la introduzione di collegamenti rigidi locali.
- Alle estremità di elementi asta è possibile inserire svincolamenti tradizionali così come cerniere parziali (che trasmettono una quota di ciò che trasmetterebbero in condizioni di collegamento rigido) o cerniere plastiche.
- E' prevista la gestione automatica di elementi non strutturali che assumono funzioni strutturali a seguito del sisma (tamponamenti riquadrati da telai schematizzati con puntoni diagonali equivalenti).
- Il calcolo degli effetti del sisma è condotto, a scelta dell'utente, con analisi statica lineare, con analisi dinamica modale controllando, in accordo alle varie normative adottate, la percentuale delle masse eccitate. Le masse, nel caso di impalcati dichiarati rigidi sono concentrate nei nodi principali di piano altrimenti vengono considerate diffuse nei nodi giacenti sull'impalcato stesso. Nel caso di analisi

sismica vengono anche controllati gli spostamenti di interpiano.

VERIFICHE DELLE MEMBRATURE IN CEMENTO ARMATO

Le verifiche degli elementi in c.a. sono condotte col metodo agli stati limite in accordo al DM 17.01.2018 ed Eurocodice 2. Le travi sono progettate e verificate a flessione retta e taglio; a richiesta è possibile la verifica per le sei componenti della sollecitazione. I pilastri sono verificati per le sei componenti della sollecitazione. Per gli elementi bidimensionali giacenti in un medesimo piano è disponibile la modalità di verifica che consente di analizzare lo stato di verifica nei singoli nodi degli elementi. Nelle verifiche (a presso flessione e punzonamento) è ammessa la introduzione dei momenti di calcolo modificati in base alle direttive dell'EC2, Appendice A.2.8. Gli ancoraggi delle armature delle membrature in c.a. sono calcolati sulla base della effettiva tensione normale che ogni barra assume nella sezione di verifica distinguendo le zone di ancoraggio in zone di buona o cattiva aderenza. In particolare il programma valuta la tensione normale che ciascuna barra può assumere in una sezione sviluppando l'aderenza sulla superficie cilindrica posta a sinistra o a destra della sezione considerata; se in una sezione una barra assume per effetto dell'aderenza una tensione normale minore di quella ammissibile, il suo contributo all'area complessiva viene ridotto dal programma nel rapporto tra la tensione normale che la barra può assumere per effetto dell'aderenza e quella ammissibile. Le verifiche sono effettuate a partire dalle aree di acciaio equivalenti così calcolate che vengono evidenziate in relazione.

SISTEMI DI RIFERIMENTO

1. Sistema globale della struttura spaziale

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

2. Sistema locale delle aste

Il sistema di riferimento locale delle aste, inclinate o meno, e' costituito da una terna destra di assi cartesiani ortogonali che ha l'asse 1 coincidente con l'asse longitudinale dell'asta e orientamento dal nodo iniziale al nodo finale, gli assi 2 e 3 sono orientati come nell'archivio delle sezioni.

3. Sistema locale dello shell

Il sistema di riferimento locale dello shell e' 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.

UNITÀ DI MISURA

Si adottano le seguenti unita' di misura:

[lunghezze] = cm-m

[forza] = daN-kN

[tempo] = sec

[temperat.] = °C

CONVENZIONE SUI SEGNI

I carichi agenti sono:

1. carichi e momenti distribuiti lungo gli assi coordinati;
2. forze e coppie nodali concentrate sui nodi.

Le forze distribuite possono essere riferite sia al sistema globale che al sistema locale. Le forze 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.

Progettazione per azioni sismiche

Nella progettazione per azioni sismiche occorre procedere nel rispetto delle prescrizioni del cap. 7 delle NTC.

Criteria di progettazione e modellazione

Sotto l'effetto delle azioni sismiche, deve essere garantito il rispetto degli stati limite ultimi e di esercizio, individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso. Il rispetto dei vari stati limite si considera conseguito:

- nei confronti di tutti gli stati limite di esercizio, qualora siano rispettate le verifiche relative al solo *SLD*;
- nei confronti di tutti gli stati limite ultimi, qualora siano rispettate le indicazioni progettuali e costruttive di normativa e siano soddisfatte le verifiche relative al solo *SLV*.

Fanno eccezione a quanto detto le costruzioni di classe d'uso III e IV, per le quali è richiesto anche il rispetto delle verifiche di sicurezza relative allo *SLO*.

Le costruzioni soggette all'azione sismica, non dotate di appositi dispositivi dissipativi, possono essere progettate in accordo nell'ipotesi di comportamento strutturale non-dissipativo o di comportamento strutturale dissipativo.

Nel comportamento strutturale non dissipativo, cui ci si riferisce quando si progetta per gli stati limite di esercizio, gli effetti combinati delle azioni sismiche e delle altre azioni sono calcolati, indipendentemente dalla tipologia strutturale adottata, senza tener conto delle non linearità di comportamento (di materiale e geometriche) se non rilevanti. Nel comportamento strutturale dissipativo, cui ci si riferisce quando si progetta per gli stati limite ultimi, gli effetti combinati delle azioni sismiche e delle altre azioni sono calcolati, in funzione della tipologia strutturale adottata, tenendo conto delle non linearità di comportamento (di materiale sempre, geometriche quando rilevanti).

Gli elementi strutturali delle fondazioni, che devono essere dimensionati sulla base delle sollecitazioni ad essi trasmesse dalla struttura sovrastante, hanno comportamento non dissipativo, indipendentemente dal comportamento strutturale attribuito alla parte in elevazione.

Nel caso la struttura abbia comportamento strutturale dissipativo, si distinguono due livelli di *Capacità Dissipativa* o *Classi di Duttilità* (CD):

- Classe di duttilità Alta (CD "A");
- Classe di duttilità Bassa (CD "B").

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, si fa ricorso ai procedimenti tipici della gerarchia delle resistenze.

Si localizzano le dissipazioni di energia per isteresi in zone, dette "dissipative" o "critiche", effettuando il dimensionamento degli elementi non dissipativi nel rispetto del criterio di gerarchia delle resistenze. Le parti non dissipative ed i collegamenti delle parti dissipative al resto della struttura possiedano, nei confronti delle zone dissipative, una sovraresistenza sufficiente a consentire lo sviluppo in esse della plasticizzazione ciclica. La sovraresistenza è valutata moltiplicando la resistenza nominale di calcolo delle zone dissipative per un opportuno coefficiente di sovraresistenza, assunto pari ad 1,3 per CD "A" e ad 1,1 per CD "B".

Per i calcoli di progetto delle strutture in esame si assume:

Classe di Duttilità: B (Bassa)

Controllo della regolarità strutturale

Sia per la scelta del metodo di calcolo che per la valutazione delle azioni sismiche, deve essere effettuato il controllo della *regolarità strutturale*, secondo le indicazioni del p.to 7.2.2 delle NTC. L'eventuale condizione di regolarità comporta delle riduzioni delle azioni sismiche.

Una costruzione è *regolare in pianta* se tutte le seguenti condizioni sono rispettate:

a) la configurazione in pianta è compatta e approssimativamente simmetrica rispetto a due direzioni

- ortogonali, in relazione alla distribuzione di masse e rigidezze;
- b) il rapporto tra i lati di un rettangolo in cui la costruzione risulta inscritta è inferiore a 4;
- c) nessuna dimensione di eventuali rientri o sporgenze supera il 25 % della dimensione totale della costruzione nella corrispondente direzione;
- d) gli orizzontamenti possono essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano rispetto agli elementi verticali e sufficientemente resistenti.
- Una costruzione è *regolare in altezza* se tutte le seguenti condizioni sono rispettate:
- e) tutti i sistemi resistenti verticali (quali telai e pareti) si estendono per tutta l'altezza della costruzione;
- f) massa e rigidezza rimangono costanti o variano gradualmente, senza bruschi cambiamenti, dalla base alla sommità della costruzione (le variazioni di massa da un orizzontamento all'altro non superano il 25%, la rigidezza non si riduce da un orizzontamento a quello sovrastante più del 30% e non aumenta più del 10%);
- g) nelle strutture intelaiate progettate in CD "B" il rapporto tra resistenza effettiva e resistenza richiesta dal calcolo non è significativamente diverso per orizzontamenti diversi (tale rapporto, calcolato ad un generico orizzontamento, non deve differire più del 20% dall'analogo rapporto determinato per un altro orizzontamento); fa eccezione l'ultimo orizzontamento di strutture intelaiate di almeno tre orizzontamenti;
- h) eventuali restringimenti della sezione orizzontale della costruzione avvengono in modo graduale da un orizzontamento al successivo, rispettando i seguenti limiti: ad ogni orizzontamento il rientro non supera il 30% della dimensione corrispondente al primo orizzontamento, né il 20% della dimensione corrispondente all'orizzontamento immediatamente sottostante. Fa eccezione l'ultimo orizzontamento di costruzioni di almeno quattro piani per il quale non sono previste limitazioni di restringimento.

Nel caso in oggetto, il corpo di fabbrica rispetta le condizioni di regolarità sia in pianta che in altezza. Il controllo delle varie condizioni di regolarità, secondo i punti sopra elencati, viene riportato, negli allegati di calcolo.

Analisi lineare delle strutture

Si utilizzano analisi lineare sia nel caso di sistemi dissipativi sia nel caso di sistemi non dissipativi.

Quando si utilizza l'analisi lineare per sistemi non dissipativi, come avviene per gli stati limite di esercizio, gli effetti delle azioni sismiche sono calcolati riferendosi allo spettro di progetto ottenuto assumendo un fattore di struttura q unitario.

Quando si utilizza invece per sistemi dissipativi, come avviene per gli stati limite ultimi, gli effetti delle azioni sismiche sono calcolati riferendosi allo spettro di progetto ottenuto assumendo un fattore di struttura q maggiore dell'unità che dipende dalla tipologia strutturale, dal suo grado di iperstaticità e dai criteri di progettazione adottati e prende in conto le non linearità di materiale. Per ciascuna direzione della azione sismica orizzontale, esso può essere calcolato tramite la seguente espressione:

$$q = q_0 \cdot K_R$$

dove:

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

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

Le tipologie strutturali sismo-resistenti in cemento armato si classificano, per ciascuna direzione del sisma, in:

- *struttura a telaio*: la resistenza alle azioni sia verticali che orizzontali è affidata principalmente a telai spaziali, aventi resistenza a taglio alla base $\geq 65\%$ della resistenza a taglio totale;
- *strutture a pareti*: la resistenza alle azioni sia verticali che orizzontali è affidata principalmente a

pareti, singole o accoppiate, aventi resistenza a taglio alla base $\geq 65\%$ della resistenza a taglio totale;

- *strutture miste telaio-pareti*: la resistenza alle azioni verticali è affidata prevalentemente ai telai, la resistenza alle azioni orizzontali è affidata in parte ai telai ed in parte alle pareti, singole o accoppiate; se più del 50% dell'azione orizzontale è assorbita dai telai si parla di *strutture miste equivalenti a telai*, altrimenti si parla di *strutture miste equivalenti a pareti*;
- *strutture deformabili torsionalmente*: composte da telai e/o pareti con rigidità torsionale che non soddisfa ad ogni piano la condizione $r/l_s > 0,8$, nella quale

r^2 è il rapporto tra rigidità torsionale e flessionale di piano

$$l^2 = (L^2 + B^2)/12 \quad (L \text{ e } B \text{ dimensioni in pianta del piano})$$

- *strutture a pendolo inverso*: nelle quali almeno il 50% della massa è nel terzo superiore dell'altezza della costruzione o nelle quali la dissipazione d'energia avviene alla base di un singolo elemento strutturale.

Per strutture regolari in pianta, possono essere adottati i seguenti valori di α_u / α_1 :

a) Strutture a telaio o miste equivalenti a telai

- strutture a telaio di un piano $\alpha_u / \alpha_1 = 1,1$
- strutture a telaio con più piani ed una sola campata $\alpha_u / \alpha_1 = 1,2$
- strutture a telaio con più piani e più campate $\alpha_u / \alpha_1 = 1,3$

b) Strutture a pareti o miste equivalenti a pareti

- strutture con solo due pareti non accoppiate per direzione orizzontale $\alpha_u / \alpha_1 = 1,0$
- altre strutture a pareti non accoppiate $\alpha_u / \alpha_1 = 1,1$
- strutture a pareti accoppiate o miste equivalenti a pareti $\alpha_u / \alpha_1 = 1,2$

Per le costruzioni non regolari in pianta, si adottano valori di α_u / α_1 pari alla media tra 1,0 ed i valori validi per le strutture regolari in pianta per le diverse tipologie costruttive.

Il valore del fattore di struttura q è infine assunto in base alla Tab.7.4.I delle NTC, che qui si riproduce:

Tipologia	CD"B"	CD"A"
Strutture a telaio, a pareti accoppiate, miste	$3.0\alpha_u / \alpha_1$	$4.5\alpha_u / \alpha_1$
Strutture a pareti non accoppiate	3.0	$4.0\alpha_u / \alpha_1$
Strutture deformabili torsionalmente	2.0	3.0
Strutture a pendolo inverso	1.5	2.0

I valori dei fattori di struttura nei casi in oggetto si possono rilevare direttamente dai tabulati di calcolo forniti negli allegati.

Le non linearità geometriche possono essere trascurate nel caso in cui ad ogni orizzontamento risulti per il fattore θ :

$$\theta = \frac{P \cdot d_r}{V \cdot h} \leq 0.1$$

dove:

P è il carico verticale totale della parte di struttura sovrastante l'orizzontamento in esame

d_r è lo spostamento orizzontale medio d'interpiano;

V è la forza orizzontale totale in corrispondenza dell'orizzontamento in esame;

h è la distanza tra l'orizzontamento in esame e quello immediatamente sottostante.

Quando θ è compreso tra 0,1 e 0,2 gli effetti delle non linearità geometriche possono essere presi in

conto incrementando gli effetti dell'azione sismica orizzontale di un fattore pari a $1/(1-\theta)$.

Criteri di verifica

Le verifiche nei confronti degli **stati limite ultimi** degli elementi strutturali, degli elementi non strutturali e degli impianti si effettuano in termini di resistenza e di duttilità. Per tutti gli elementi strutturali, inclusi nodi e connessioni tra elementi, deve essere verificato che il valore di progetto di ciascuna sollecitazione (E_d), sia inferiore al corrispondente valore della resistenza di progetto (R_d).

Le verifiche nei confronti degli **stati limite di esercizio** degli elementi strutturali, degli elementi non strutturali e degli impianti si effettuano rispettivamente in termini di resistenza, di contenimento del danno e di mantenimento della funzionalità.

Per costruzioni di Classe III e IV, se si vogliono limitare i danneggiamenti strutturali, per tutti gli elementi strutturali, inclusi nodi e connessioni tra elementi, deve essere verificato che il valore di progetto di ciascuna sollecitazione (E_d) nello SLD ed attribuendo ad η (nella definizione dello spettro elastico) il valore di $2/3$, sia inferiore al valore della resistenza di progetto (R_d).

Per le costruzioni di Classe d'uso I e II si deve verificare che l'azione sismica di progetto non produca agli elementi costruttivi senza funzione strutturale danni tali da rendere la costruzione temporaneamente inagibile. Questa condizione si può ritenere soddisfatta quando gli spostamenti di interpiano ottenuti dall'analisi allo SLD siano inferiori ai seguenti limiti:

a) per tamponamenti collegati rigidamente alla struttura che interferiscono con la deformabilità della stessa

$$d_r < 0,005 h$$

b) per tamponamenti progettati in modo da non subire danni a seguito di spostamenti di interpiano d_{rp} , per effetto della loro deformabilità intrinseca ovvero dei collegamenti alla struttura:

$$d_r \leq d_{rp} \leq 0,01 h$$

dove d_r è lo spostamento di interpiano, ovvero la differenza tra gli spostamenti al solaio superiore ed inferiore, h è l'altezza del piano.

Per le costruzioni di Classe d'uso III e IV si deve verificare che l'azione sismica di progetto non produca danni agli elementi costruttivi senza funzione strutturale tali da rendere temporaneamente non operativa la costruzione. Questa condizione si può ritenere soddisfatta quando gli spostamenti di interpiano ottenuti dall'analisi allo SLO siano inferiori ai $2/3$ dei limiti in precedenza indicati. Per le stesse costruzioni si deve inoltre verificare che gli spostamenti strutturali o le accelerazioni prodotti dalle azioni relative allo SLO non siano tali da produrre interruzioni d'uso degli impianti stessi.

Dimensionamento e verifica degli elementi strutturali

Nel dimensionamento e nelle verifiche degli elementi strutturali in c.a. occorre procedere nel rispetto delle prescrizioni del p.to 7.4 delle NTC.

Requisiti strutturali degli elementi di fondazione

Per le strutture progettate sia per CD "A" sia per CD "B" il dimensionamento delle strutture di fondazione sono eseguiti assumendo come azioni in fondazione le resistenze degli elementi strutturali soprastanti. Più precisamente, la forza assiale negli elementi strutturali verticali nelle combinazioni in fase sismica è associata al concomitante valore resistente del momento flettente e del taglio; tali azioni risultano comunque non maggiori di quelle trasferite dagli elementi soprastanti, amplificate con un γ_{Rd} pari a 1,1 in CD "B" e 1,3 in CD "A", e in ogni caso non maggiori di quelle derivanti da una analisi elastica della struttura in elevazione eseguita con un fattore di struttura q pari a 1.

Le fondazioni superficiali sono progettate per rimanere in campo elastico. Non sono quindi necessarie armature specifiche per ottenere un comportamento duttile. Le travi di fondazione in c.a. hanno armature longitudinali in percentuale non inferiore allo 0,2 %, sia inferiormente che superiormente, per l'intera lunghezza.

Travi

I momenti flettenti di calcolo sono quelli ottenuti dall'analisi globale della struttura. Al fine di escludere la formazione di meccanismi inelastici dovuti al taglio, le sollecitazioni di taglio di calcolo V_{Ed} si ottengono sommando il contributo dovuto ai carichi gravitazionali agenti sulla trave, considerata incernierata agli estremi, alle sollecitazioni di taglio corrispondenti alla formazione delle cerniere plastiche nella trave e prodotte dai momenti resistenti delle due sezioni di plasticizzazione, amplificati del fattore di sovrarresistenza γ_{Rd} assunto pari, rispettivamente, ad 1,20 per strutture in CD"A", ad 1,00 per strutture in CD"B". Nei casi in cui le cerniere plastiche non si formino nella trave ma negli elementi che la sostengono, le sollecitazioni di taglio sono calcolate sulla base della resistenza di questi ultimi.

Per le strutture in CD"B", la resistenza a taglio nei confronti delle sollecitazioni di progetto è calcolata come indicato nel p.to 4.1.2.1.3 delle NTC, con riferimento al corrispondente punto dell'EC2. Per le strutture in CD"A", la resistenza a taglio si calcola allo stesso modo ma assumendo nelle zone critiche $\text{ctg}\theta=1$.

I momenti resistenti sono calcolati sulla base delle armature flessionali effettivamente presenti. In ogni sezione il momento resistente deve risultare superiore o uguale al momento flettente di calcolo.

Pilastri

Si devono proteggere i pilastri dalla plasticizzazione prematura adottando opportuni momenti flettenti di calcolo. Tale condizione si consegue qualora, per ogni nodo trave-pilastro, la resistenza complessiva dei pilastri sia maggiore della resistenza complessiva delle travi amplificata del coefficiente γ_{Rd} , pari a 1,30 per le strutture in CD"A" e 1,10 per le strutture in CD "B". Per la sezione di base dei pilastri del piano terreno si adotta come momento di calcolo il maggiore tra il momento risultante dall'analisi ed il momento della sezione di sommità del pilastro. Il suddetto criterio di gerarchia delle resistenze non si applica alle sezioni di sommità dei pilastri dell'ultimo piano.

Al fine di escludere la formazione di meccanismi inelastici dovuti al taglio, le sollecitazioni di taglio da utilizzare per le verifiche ed il dimensionamento delle armature si ottengono dalla condizione di equilibrio del pilastro soggetto all'azione dei momenti resistenti nelle sezioni di estremità superiore ed inferiore, amplificate ancora con il coefficiente γ_{Rd} sopra definito.

Per le strutture in CD"B" ed in CD"A" la sollecitazione di compressione non deve eccedere, rispettivamente, il 65% ed il 55% della resistenza massima a compressione della sezione di solo calcestruzzo.

La resistenza delle sezioni dei pilastri a taglio, da confrontare con le rispettive sollecitazioni di progetto, è calcolata come indicato nel p.to 4.1.2.1.3 delle NTC, con riferimento al corrispondente punto dell'EC2.

Nodi trave-pilastro

La resistenza del nodo deve essere tale da assicurare che non pervenga alla rottura prima delle zone della trave e del pilastro ad esso adiacenti. Si distinguono due tipi di nodi:

- nodi interamente confinati
- nodi non interamente confinati

Il taglio agente in direzione orizzontale in un nodo è calcolato tenendo conto delle sollecitazioni più gravose che, per effetto dell'azione sismica, si possono verificare negli elementi che vi confluiscono.

La verifica di resistenza del nodo deve essere effettuata per le sole strutture in CD"A", secondo le indicazioni del p.to 7.4.4.3.1 delle NTC.

Dettagli costruttivi

I dettagli costruttivi sono articolati in termini di:

- limitazioni geometriche
- limitazioni di armatura

e riguardano travi, pilastri, nodi trave-pilastro, pareti e travi di accoppiamento. Tali limitazioni sono

chiaramente specificate nel p.to 7.4.6 delle NTC, al quale si rimanda per eventuali consultazioni. Le strutture in oggetto sono state progettate nel rispetto di tutti i limiti stabiliti.

6. Software utilizzati –tipo di elaboratore

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

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

SOFTWARE UTILIZZATO: CDSWin con licenza chiave n° 34103 prodotto dalla :

S.T.S. s.r.l. Software Tecnico Scientifico S.r.l.

Via Tre Torri n°11 – Compl. Tre Torri

95030 Sant'Agata li Battiati (CT).

7. Codice di calcolo, solutore e affidabilità dei risultati

Come previsto al punto **10.2 delle norme tecniche di cui al D.M. 17.01.2018** l'affidabilità del codice utilizzato è stata 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.

Si allega alla presente i test sui casi prova forniti dalla S.T.S. s.r.l. a riprova dell'affidabilità dei risultati ottenuti. La S.T.S. s.r.l. a riprova dell'affidabilità dei risultati ottenuti fornisce direttamente on-line i test sui casi prova

(<http://www.stsweb.it/STSWeb/ITA/homepage.htm>)

Il software è inoltre dotato di filtri e controlli di autodiagnostica che agiscono a vari livelli sia della definizione del modello che del calcolo vero e proprio.

I controlli vengono visualizzati, sotto forma di tabulati, di videate a colori o finestre di messaggi.

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

- Filtri per la congruenza geometrica del modello di calcolo generato
- Controlli a priori sulla presenza di elementi non connessi, interferenze, mesh non congruenti o non adeguate.
- Filtri sulla precisione numerica ottenuta, controlli su eventuali mal condizionamenti delle matrici, verifica dell'indice di condizionamento.
- Controlli sulla verifiche sezionali e sui limiti dimensionali per i vari elementi strutturali in funzione della normativa utilizzata.
- Controlli e verifiche sugli esecutivi prodotti.

8. Giudizio motivato di accettabilità dei risultati

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 diano 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.

Validazione dei codici di calcolo

Il presente paragrafo contiene un test il cui obiettivo è quello di verificare l'affidabilità e l'applicabilità del solutore agli elementi finiti utilizzato dal programma CDSWin.

Al fine di raggiungere l'obiettivo di verifica posto, l'esempio riportato nelle pagine seguenti fa riferimento ad un problema la cui soluzione teorica, essendo nota, può essere confrontata con quella fornita dal programma al termine dell'elaborazione.

Si osservi, inoltre, che il problema analizzato è stato estratto da testi anglosassoni che, ovviamente, utilizzano unità di misura diverse da quelle metriche. Pertanto, per poter convertire le varie grandezze dal sistema anglosassone a quello metrico, si è reso necessario il ricorso a fattori di conversione, che approssimando tra loro i valori delle varie grandezze, ne consentono il passaggio da un sistema all'altro.

Quindi, per il test eseguito è possibile affermare che il lieve scostamento esistente tra il risultato finale fornito dall'elaborazione e quello teorico è imputabile proprio alle conversioni effettuate.

Per il test svolto viene citata la specifica fonte del riferimento e vengono forniti tutti i dati necessari per riprodurre i risultati ottenuti. Altri test sono stati eseguiti e vengono forniti dalla STS srl al seguente indirizzo

<http://www.stsweb.it/download/Validazione/ValidazioneCDS2010.pdf>

Test di verifica n° 5

Stato tensionale di una trave inflessa

Fonte di riferimento: Timoshenko, Rif. [4]: Strength of Material, Part I, Elementary Theory and Problems, pg. 98, Pb. 4

Tipo di analisi: Analisi Statica Lineare

Schema di calcolo: Una trave a doppio T, con sezione trasversale di area A , è isostaticamente vincolata mediante due vincoli semplici, come mostrato in fig. 1. Il sistema così descritto viene sottoposto, in corrispondenza delle estremità a sbalzo, all'azione di due carichi uniformemente distribuiti di intensità w .

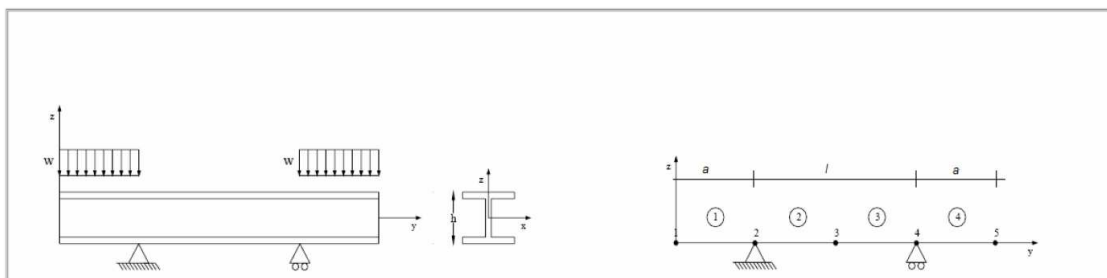


Fig. 1: Schema del problema

Fig. 2: Rappresentazione agli elementi finiti

Obiettivo: Trascurando il peso dell'asta, perché irrilevante rispetto alle forze in gioco, determinare sia il valore della tensione σ_{MAX} , sia il valore dell'abbassamento δ in corrispondenza della mezzeria (nodo 3).

Modello di calcolo: Per la modellazione della struttura assegnata è sufficiente inserire 5 nodi e suddividere, quindi, l'asta in 4 elementi.

Caratteristiche meccanico-geometriche

<i>Proprietà meccaniche</i>	<i>Proprietà geometriche</i>	<i>Carico</i>
	$l = 240 \text{ in} = 609.6 \text{ cm}$	
	$a = 120 \text{ in} = 304.8 \text{ cm}$	
$E = 30 \times 10^6 \text{ psi} = 2109209 \text{ Kg/cm}^2$	$h = 30 \text{ in} = 76.2 \text{ cm}$	$w = 10000 \text{ lb/ft} = 14.88 \text{ t/m}$
	$A = 50.65 \text{ in}^2 = 326.77 \text{ cm}^2$	
	$I_z = 7892 \text{ in}^4 = 328489.8 \text{ cm}^4$	
	$W_z = I_z / (h/2) = 8621.7 \text{ cm}^3$	

(*): vedasi nota introduttiva relativa alla conversione delle unità di misura.

(**): per *Ratio* si intende il rapporto tra il valore di output fornito dal programma, al termine dell'elaborazione, ed il valore fornito dalla soluzione teorica.

Soluzione teorica: Nel nostro caso, la soluzione teorica fornisce:

$$\sigma = 11400 \text{ psi} = 802 \text{ kg/cm}^2$$

$$\delta = 0.182 \text{ in} = 4.623 \text{ mm}$$

Analisi dei risultati ^(*):

<i>Soluzione teorica</i>	<i>CDSWin</i>	<i>Ratio ^(**)</i>
$\sigma = 802 \text{ kg/cm}^2$	802 kg/cm^2	1.000
$\delta = 4.623 \text{ mm}$	4.634 mm	1.002

Si osserva, anche in questo caso un'ottima conformità tra il risultato di output del programma e quello teorico.

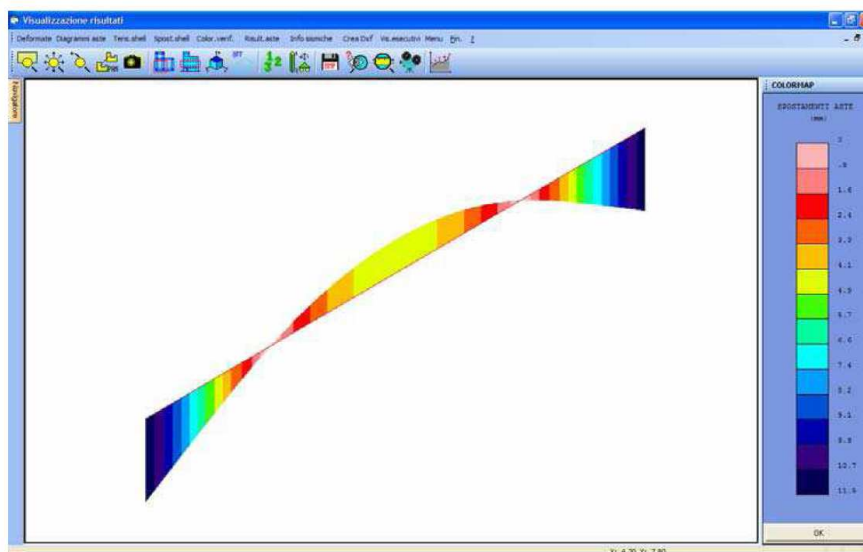


Fig. 3: Colormap deformazioni

9. Prestazioni attese al collaudo

La struttura a collaudo dovrà essere conforme alle tolleranze dimensionali prescritte nella presente relazione, inoltre relativamente alle prestazioni attese esse dovranno essere quelle di cui al § 9 del D.M. 17.01.2018.

Ai fini della verifica delle prestazioni il collaudatore farà riferimento ai valori di tensioni, deformazioni e spostamenti desumibili dall'allegato fascicolo dei calcoli statici per il valore delle le azioni pari a quelle di esercizio.