



COMUNE DI SANTA FLAVIA

Città Metropilitana di Palermo

Progetto esecutivo

Riqualificazione urbana e rifunzionalizzazione ad uso pubblico delle aree di “Piano Stenditore”

Tav. 7.1 - Relazione tecnica strutturale

Il Progettista:

Il Progettista
(Arch. Giuseppa Nasca)



Il Sindaco:

Il R.U.P.

Il RUP
(Geom. Maurizio Calderone)



16/11/2018 (rev. 1)

RELAZIONE TECNICA STRUTTURALE DI CUI AL CAP. 10 DEL D.M. 17/01/2018	2
1 PREMESSA	2
2 DESCRIZIONE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI	3
2.1 OPERE DI FONDAZIONE	3
2.2 STRUTTURE IN ELEVAZIONE	3
2.2.1 <i>Setti verticali in c.a.</i>	3
2.3 STRUTTURE DI COLLEGAMENTO ORIZZONTALE	4
2.3.1 <i>Solai in latero-cemento</i>	4
3 NORMATIVA DI RIFERIMENTO	5
4 MATERIALI IMPIEGATI E RESISTENZE DI CALCOLO	6
4.1 CONGLOMERATO CEMENTIZIO PER GLI ELEMENTI PORTANTI IN C.A.	6
- MODULO DI ELASTICITÀ ($E_C=34.180 \text{ N/MM}^2$)	6
- PESO SPECIFICO $\gamma_C=2500 \text{ KG/M}^3$	6
- RESIS. DI CALCOLO A COMPRESSIONE $f_{CD} = 15.79 \text{ N/MM}^2$	6
- CLASSI DI ESPOSIZIONE XC2	6
- MAX RAPPORTO ACQUA/CEMENTO = 0.60	6
- MINIMA CLASSE DI RESISTENZA = 30 N/MM^2	6
- CONTENUTO MINIMO DI CEMENTO = 300 KG/MM^3	6
- CLASSE DI CONSISTENZA S4	6
4.2 DURABILITÀ	7
4.3 ACCIAIO ARMATURE PER ELEMENTI IN C.A.	8
5 ANALISI DEI CARICHI	10
5.1 CARICHI PERMANENTI	10
5.2 CARICHI ACCIDENTALI	10
5.2.1 <i>Carico neve sulle coperture</i>	12
6 VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA	13
6.1 CLASSE DI DUTTILITÀ	13
6.2 SPETTRI DI PROGETTO PER S.L.U. E S.L.D.	14
7 CRITERI DI CALCOLO	15
7.1 STATO LIMITE ULTIMO	15
7.2 STATO LIMITE DI DANNO	15
7.3 STATO LIMITE DI ESERCIZIO	16
8 DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO	17
8.1 PREMESSA	17
8.2 ANALISI E VERIFICHE SVOLTE CON L'AUSILIO DI CODICI DI CALCOLO	18
8.3 TOLLERANZE	20
8.4 DURABILITÀ	20
9 COMBINAZIONI DI CALCOLO	21
9.1 COMBINAZIONI SISMICHE	21
10 AZIONI SULLA COSTRUZIONE	22
10.1 AZIONE SISMICA	22
10.2 NEVE	22
10.3 AZIONI ANTROPICHE E PESI PROPRI	22
11 PROGETTO E VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI	23
11.1 ELEMENTI IN FONDAZIONE	23
11.1 ELEMENTI IN ELEVAZIONE	26
11.2 VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI IN TERMINI DI DUTTILITÀ E CAPACITÀ DI DEFORMAZIONE	29
12 VALUTAZIONE DEI RISULTATI E GIUDIZIO MOTIVATO SULLA LORO ACCETTABILITÀ	30
12.1 AFFIDABILITÀ DEI CODICI UTILIZZATI	30
13 CONCLUSIONI	32
14 DICHIARAZIONE DEL PROGETTISTA	33

Relazione tecnica strutturale di cui al Cap. 10 del D.M. 17/01/2018

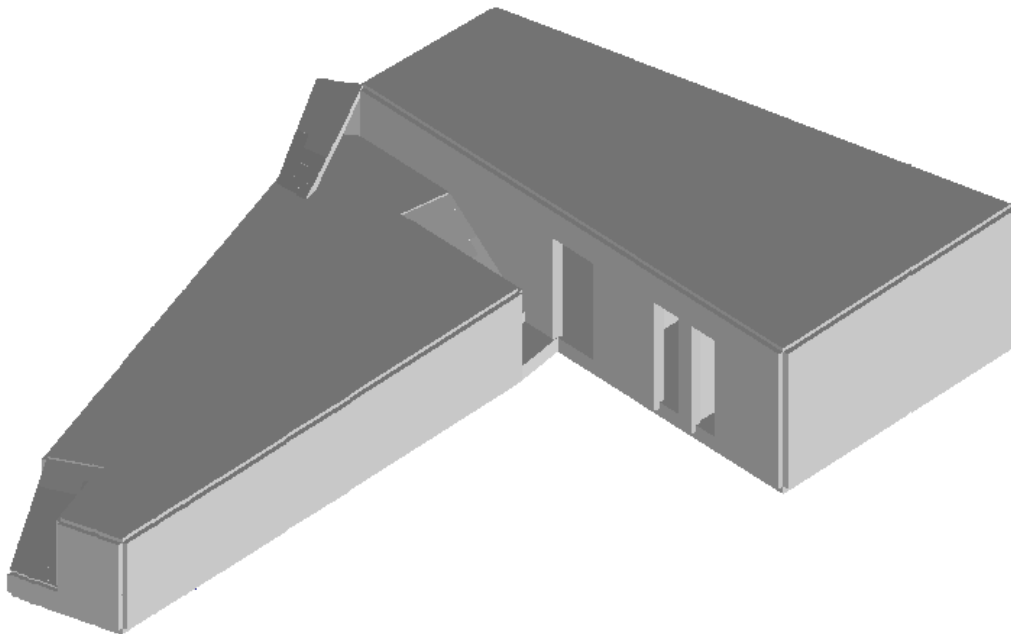
1 Premessa

La presente relazione è allegata al progetto per la riqualificazione dell'area "Piano Stenditore" nella frazione di Porticello nel Comune di Santa Flavia (PA) ad est del capoluogo.

Trattasi del corpo di fabbrica da adibire a locale tecnico, servizi igienici e riserva idrica, con struttura portante costituita da setti in c.a. dello spessore di 30 cm e da setti in c.a. dello spessore di 20 cm, il piano di calpestio sarà realizzato con solaio in latero-cemento. Le opere in fondazione saranno costituite da un'unica piastra in c.a. dello spessore di 40 cm.

Il corpo di fabbrica sarà realizzato per sopperire a determinate esigenze come garantire dei servizi igienici ai fruitori dell'area una volta riqualificata.

Inoltre vi è l'esigete di garantire una certa riserva idrica, sia per sopperire al nuovo impianto di irrigazione sia per garantire una riserva idrica in caso d'incendio, nonché un locale tecnico.



Modello 3D simulato al software di calcolo

Di seguito si esporranno le metodologie di calcolo adottate, le verifiche condotte, l'analisi dei carichi, secondo le norme tecniche per le costruzioni vigenti, svolte con l'ausilio di un software di calcolo di cui si riporterà anche una documentazione per l'affidabilità dei codici di calcolo.

Si descriveranno gli elementi strutturali e l'analisi dei carichi condotta per la verifica agli stati limite ultimi.

Verrà riportata, inoltre, un'ampia descrizione per la modellazione spaziale della struttura, per la simulazione al calcolatore.

2 Descrizione degli elementi strutturali

La struttura portante dell'opera di che trattasi è costituita da elementi setti in conglomerato cementizio armato con spessori variabile da 30 cm a 20 cm, per le strutture in elevazione, mentre in fondazione si prevede una piastra in c.a. dello spessore di 40 cm.

La verifica strutturale è stata effettuata in classe di duttilità bassa, tenendo conto del fattore di struttura calcolato secondo le indicazioni riportate nelle norme tecniche vigenti.

Nel presente capitolo si illustreranno le caratteristiche degli elementi strutturali che vanno a costituire la nuova struttura.

2.1 Opere di fondazione

Secondo quanto riportate nelle NTC 2018, per le strutture progettate in CD "B" il dimensionamento delle strutture di fondazione e la verifica di sicurezza del complesso fondazione-terreno devono essere eseguiti assumendo come azioni in fondazione le resistenze degli elementi strutturali soprastanti.

Le fondazioni superficiali devono essere progettate per rimanere in campo elastico. Non sono quindi necessarie armature specifiche per ottenere un comportamento duttile.

Sulla scorta di quanto sopra esposto e dalle verifiche condotte, risulta che la platea dello spessore di 40 cm così come pensata, è compatibile con il terreno di fondazione interessato dalla struttura, trasferendo tensioni inferiori al carico limite del terreno stesso.

Pertanto la platea sarà realizzata con miscela di calcestruzzo avente una resistenza caratteristica di 300 kg/cm² (Rck 300), mentre per quanto concerne l'armatura lenta, è costituita da doppia maglia di ferri $\phi 16$ B450C distribuiti ogni 25 cm nelle due direzioni principali.

Per maggiori dettagli sulle caratteristiche della miscela del calcestruzzo e le caratteristiche meccaniche dei ferri di armatura sono riportate nella relazione sui materiali allegata al progetto.

2.2 Strutture in elevazione

2.2.1 Setti verticali in c.a.

I setti verticali portanti hanno uno spessore di 30 cm e 20 cm per tutta l'altezza, l'armatura è costituita da ferri principali $\phi 16$ disposti ogni 25 cm e ferri secondari $\phi 8$ con passo di 20 cm.

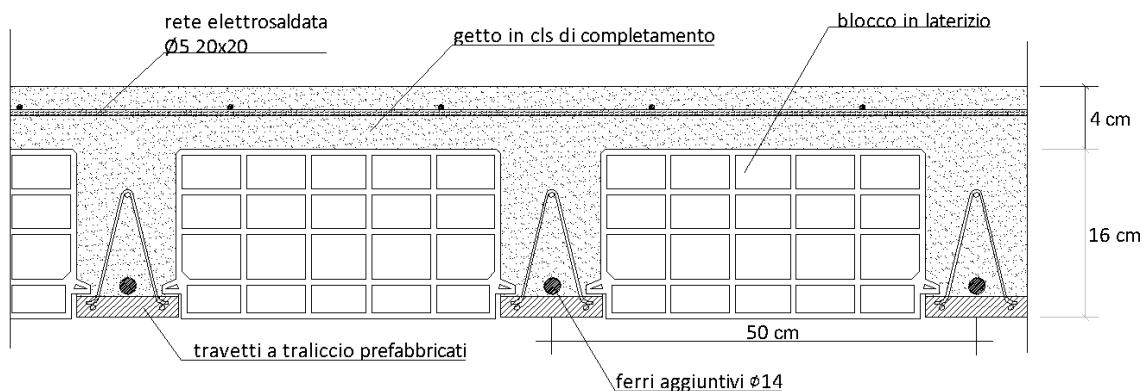
La miscela di calcestruzzo adottata ha una resistenza caratteristica a compressione pari 300 Kg/cm².

2.3 Strutture di collegamento orizzontale

2.3.1 Solai in latero-cemento

I solai di calpestio e di copertura avranno spessore strutturale complessivo di 16+4 cm, e saranno realizzati con struttura mista in latero-cemento, con travetti del tipo a traliccio disposti ad interasse di 50 cm, e incassati nelle travate per una lunghezza non inferiore a 8 cm.

Inoltre verrà predisposta una rete elettrosaldata con maglie di 20 cm e ferri di 5 mm, annegata nella caldana dello spessore di 4 cm; in più verranno inseriti dei monconi di armatura del diametro di 14 mm.



Schema del solaio in latero-cemento

3 Normativa di riferimento

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

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

"Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica" Legge 2 febbraio 1974 n. 64 (G. U. 21 marzo 1974 n. 76)

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

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

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

D. M. 17 gennaio 2018 (Supplemento ordinario alla "Gazzetta Ufficiale" n. 42 del 20 febbraio 2018).

In attesa della pubblicazione della circolare di istruzione per l'applicazione delle Norme Tecniche delle Costruzioni del 17 gennaio 2018 viene utilizzata la CIRCOLARE esplicativa n. 617 del 2 febbraio 2009, "Istruzioni per l'applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008". I riferimenti alla succitata circolare sono riportati con carattere di colore rosso.

4 Materiali impiegati e resistenze di calcolo

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

4.1 Conglomerato cementizio per gli elementi portanti in c.a.

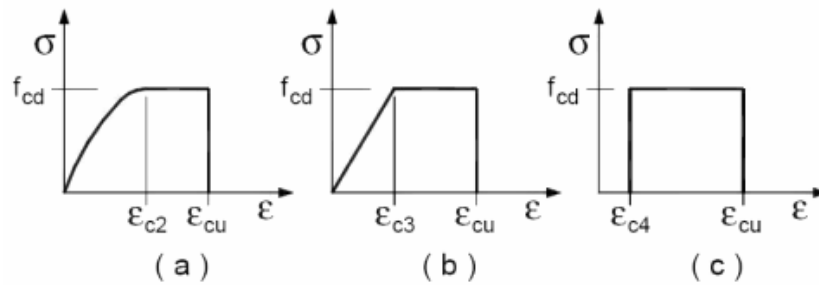
Per la realizzazione dei nuovi elementi in c.a. si è adottato una miscela di calcestruzzo con resistenza a compressione pari a 300 kg/cm^2 classe tipo C25/30.

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

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

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

I diagrammi costitutivi del calcestruzzo sono stati adottati in conformità alle indicazioni riportate al punto 4.1.2.1.2.2 del D.M. 17 gennaio 2018; in particolare per le verifiche effettuate a pressoflessione retta è stato adottato il modello riportato in a), mentre per le verifiche degli elementi a pressoflessione deviata è stato adottato il diagramma tipo a)



Diagrammi di calcolo tensione/deformazione del calcestruzzo

4.2 Durabilità

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

- Sovrapporre i ferri nelle riprese per almeno 60 diametri;
- Impiegare distanziatori in plastica o pasta di cemento per garantire un copriferro (misurato dall'esterno ferro e non dal baricentro ferro) di almeno cm 2,5 per le travi e cm 3

per i pilastri (a meno di prescrizioni superiori per esigenze di REI);

- Estendere la rete nella soletta dei solai fino all'esterno cordolo o travi;
- Sovrapporre le reti di cui sopra per almeno cm 20;
- Ancorare i ferri aggiuntivi superiori dei solai all'esterno delle travi di bordo, curando di tenere il baricentro a circa 2.5 cm dal filo superiore del getto della caldana del solaio ;
- Nella giunzione per sovrapposizione dei ferri, non legare i due ferri fra loro, ma tenerli distanziati di almeno cm 2 (interferro). Normativa di riferimento.

4.3 Acciaio armature per elementi in c.a.

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

Acciaio B450C

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

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

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

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

rispettando i requisiti indicati nella Tab. 11.3.Ib delle NTC 2018:

Tabella 11.3.Ib

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

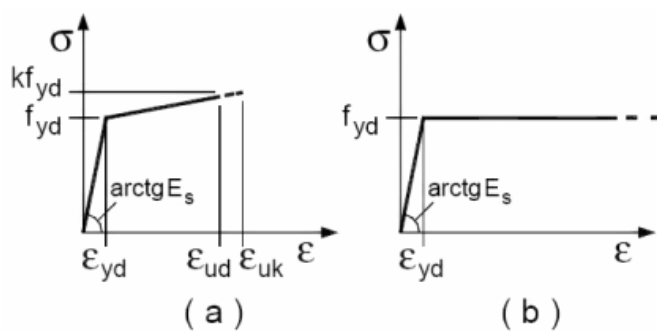
La deformazione massima ϵ_{cmax} è assunta pari a 0,0035.

Per l'acciaio sono riportati i valori di:

- Tensione caratteristica di snervamento trazione (f_{yk})

- Modulo elastico normale (E)
- Modulo elastico tangenziale (G)
- Coefficiente di sicurezza allo Stato Limite Ultimo del materiale (γ_f)
- Peso Specifico
- Coefficiente di dilatazione termica

I diagrammi costitutivi dell'acciaio sono stati adottati in conformità alle indicazioni riportate al punto 4.1.2.1.2.3 del D.M. 17 gennaio 2018; in particolare è stato adottato il modello elastico perfettamente plastico descritto in b).



Legame costitutivo dei materiali

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

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

5 Analisi dei carichi

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

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

La valutazione dei carichi e dei sovraccarichi è stata effettuata in accordo con le disposizioni del Decreto Ministero 17 gennaio 2018.

La valutazione dei carichi permanenti è effettuata sulle dimensioni definitive.

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

Detti carichi sono stati convertiti in funzione dei carichi previsti nel programma di calcolo utilizzato per la verifica.

L'analisi dei carichi è stata condotta determinando i pesi propri, che calcola automaticamente il programma di calcolo, i carichi permanenti, che in questo caso è il peso del logo Ipercoop, la forzante sismica, nonché i carichi accidentali previsti dalla normativa vigente, ovvero la pressione del vento.

5.1 Carichi permanenti

I carichi permanenti dovuto al peso proprio dell'opera, sono valutati dal programma di calcolo una volta inserite le caratteristiche dei materiali e le dimensioni dell'elemento oggetto di studio.

Per i carichi permanenti portati è stato considerato un carico pari 250 kg/m^2 .

5.2 Carichi accidentali

Nel caso *de quo*, visto la destinazione d'uso dell'opera, è stato considerato solo il sovraccarico accidentale dovuto alla neve, calcolato come segue, come prescritto dal D.M. 17/01/2018.

Tab. 3.1.II - Valori dei sovraccarichi per le diverse categorie d'uso delle costruzioni

Cat.	Ambienti	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]	H_k [kN/m]
A	Ambienti ad uso residenziale			
	Aree per attività domestiche e residenziali; sono compresi in questa categoria i locali di abitazione e relativi servizi, gli alberghi (ad esclusione delle aree soggette ad affollamento), camere di degenza di ospedali	2,00	2,00	1,00
	Scale comuni, balconi, ballatoi	4,00	4,00	2,00
B	Uffici			
	Cat. B1 Uffici non aperti al pubblico	2,00	2,00	1,00
	Cat. B2 Uffici aperti al pubblico	3,00	2,00	1,00
	Scale comuni, balconi e ballatoi	4,00	4,00	2,00
C	Ambienti suscettibili di affollamento			
	Cat. C1 Aree con tavoli, quali scuole, caffè, ristoranti, sale per banchetti, lettura e ricevimento	3,00	3,00	1,00
	Cat. C2 Aree con posti a sedere fissi, quali chiese, teatri, cinema, sale per conferenze e attesa, aule universitarie e aule magne	4,00	4,00	2,00
	Cat. C3 Ambienti privi di ostacoli al movimento delle persone, quali musei, sale per esposizioni, aree d'accesso a uffici, ad alberghi e ospedali, ad atri di stazioni ferroviarie	5,00	5,00	3,00
	Cat. C4. Aree con possibile svolgimento di attività fisiche, quali sale da ballo, palestre, palcoscenici.	5,00	5,00	3,00
	Cat. C5. Aree suscettibili di grandi affollamenti, quali edifici per eventi pubblici, sale da concerto, palazzetti per lo sport e relative tribune, gradinate e piattaforme ferroviarie.	5,00	5,00	3,00
	Scale comuni, balconi e ballatoi	Secondo categoria d'uso servita, con le seguenti limitazioni		
		≥ 4,00	≥ 4,00	≥ 2,00

Sovraccarico accidentale scale pari a 400 kg/m².

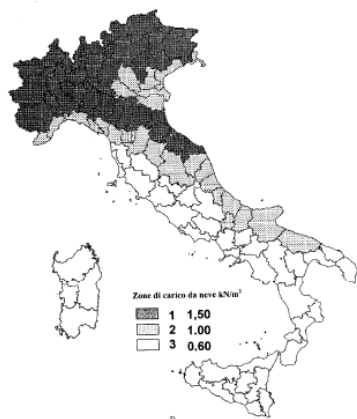
5.2.1 Carico neve sulle coperture

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

dove

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

Valori di q_{sk} [kN/m²] in funzione dell'altitudine a_s :

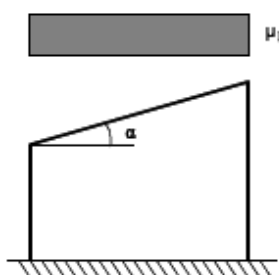


Zona	$a_s \leq 200\text{m}$	$a_s > 200\text{m}$
I - alpina	1,50	$1,39 \cdot [1 + (a_s/728)^2]$
I - mediterranea	1,50	$1,35 \cdot [1 + (a_s/602)^2]$
II	1,00	$0,85 \cdot [1 + (a_s/481)^2]$
III	0,60	$0,51 \cdot [1 + (a_s/481)^2]$

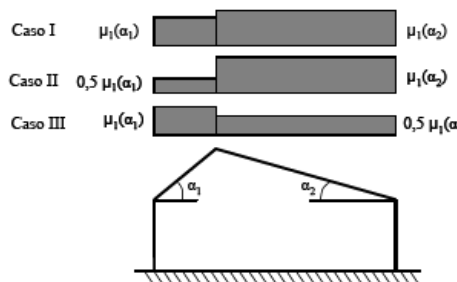
μ_i è il coeff. di forma della copertura:

Coeff. di forma	$0^\circ < \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha \leq 60^\circ$	$\alpha > 60^\circ$
μ_1	0,8	$0,8(60-\alpha)/30$	0,0
μ_2	$0,8 + 0,8 \alpha / 30$	1,6	0,0

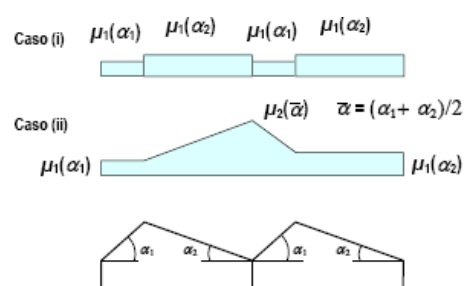
Copertura ad una falda



Copertura a 2 falde



Copertura a più falde



C_E : coefficiente di esposizione per diverse classi di topografia

Topografia	Descrizione	C_E
Battuta dai venti	Aree pianeggianti non ostruite esposte su tutti i lati, senza costruzioni o alberi più alti.	0,9
Normale	Aree in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, altre costruzioni o alberi.	1,0
Riparata	Aree in cui la costruzione considerata è sensibilmente più bassa del circostante terreno o circondata da costruzioni o alberi più alti	1,1

C_t : coefficiente termico (usualmente $C_t = 1$)

Zona Neve = III

C_e (coeff. di esposizione al vento) = 1,00

Valore caratteristico del carico al suolo ($q_{sk} C_e$) = 60 daN/m²

6 Valutazione dell'azione sismica

L'azione sismica è stata valutata in conformità alle indicazioni riportate al capitolo 3.2 del D.M. 17 gennaio 2018 "Norme tecniche per le Costruzioni"

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

- definizione della Vita Nominale e della Classe d'Uso della struttura, il cui uso combinato ha portato alla definizione del Periodo di Riferimento dell'azione sismica.
- Individuazione, tramite latitudine e longitudine, dei parametri sismici di base a_g , F_0 e T^*c per tutti e quattro gli Stati Limite previsti (SLO, SLD, SLV e SLC); l'individuazione è stata effettuata interpolando tra i 4 punti più vicini al punto di riferimento dell'edificio.
- Determinazione dei coefficienti di amplificazione stratigrafica e topografica.
- Calcolo del periodo T_c corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello Spettro.

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

6.1 Classe di duttilità

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

Le deformazioni anelastiche devono essere distribuite nel maggior numero di elementi duttili, in particolare le travi, salvaguardando in tal modo i pilastri e soprattutto i nodi travi pilastro che sono gli elementi più fragili.

Il D.M. 17 gennaio 2018 definisce due tipi di comportamento strutturale:

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

Per strutture con comportamento strutturale dissipativo si distinguono due livelli di Capacità Dissipativa o Classi di Duttilità:

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Si è inoltre assunto il Coefficiente di Amplificazione Topografica ST pari a 1,00. L'edificio è stato progettato per appartenere alla Classe II.

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

Il fattore di struttura da utilizzare per ciascuna direzione della azione sismica orizzontale è calcolato come riportato nel § 7.3.1.

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

- Struttura non regolare in pianta, non regolare in altezza, progettata in bassa duttilità.
- Sistema costruttivo: Calcestruzzo
- Tipologia strutturale: Strutture a pareti non accoppiate

$$q_0 = 3,00$$

$$a_u/a_1 = 1,00$$

$$K_r = 0,80$$

$$K_w = 1,00$$

Valore fattore di struttura q in direzione x da utilizzare è pari a 2.40;

Valore fattore di struttura q in direzione y da utilizzare è pari a 2.40;

Valore fattore di struttura q in direzione z da utilizzare è pari a 1.50.

7 Criteri di calcolo

I calcoli e le verifiche sono condotti con il criterio semiprobabilistico degli stati limite secondo i metodi e le prescrizioni del D.M. del 17 gennaio 2018.

7.1 Stato limite ultimo

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

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

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

dove:

G_k è il valore caratteristico delle azioni permanenti;

P_k è il valore caratteristico delle azioni di precompressione;

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

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

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

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

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

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

7.2 Stato limite di danno

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

$$d_r < 0.005 h_i$$

Tale spostamento è conseguente a una azione sismica con spettro di progetto elastico ridotto con un **fattore $q = 2,40$**

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

dove:

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

G_k è il valore caratteristico delle azioni permanenti;

P_k è il valore caratteristico delle azioni di precompressione;

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

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

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

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

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

7.3 Stato limite di esercizio

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

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

dove

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

ψ_{1i} = coefficiente atto a definire i valori delle azioni ammissibili ai frattili di ordine 0,95 delle distribuzioni dei valori istantanei;

ψ_{2i} = coefficiente atto a definire i valori quasi permanenti delle azioni ammissibili ai valori medi delle distribuzioni dei valori istantanei.

Ai coefficienti ψ_0 , ψ_1 , ψ_2 si attribuiscono i seguenti valori:

Azione carichi variabili nei fabbricati per: ψ_0 ψ_1 ψ_2 - abitazioni 0,7 0,5 0,2

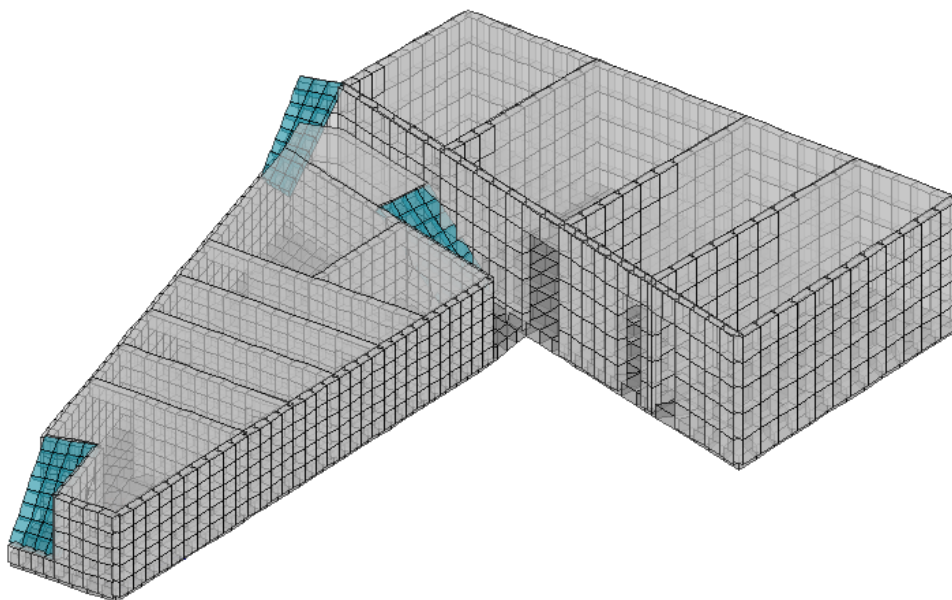
8 Descrizione del modello di calcolo

8.1 Premessa

Di seguito viene riportata una descrizione generale dell'opera e dei criteri generali di analisi e verifica., in conformità al punto §10.1 del DM 17/01/18, seguono inoltre le indicazioni fornite al §10.2 del DM stesso per quanto concerne le analisi e le verifiche svolte con l'ausilio del software di calcolo PRO_SAP PROfessional Structural Analysis Program.

Nella simulazione al calcolatore la struttura è stata modellata con elementi tipo shell assegnando loro le opportune caratteristiche.

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



Modello simulato al calcolatore

Si sono utilizzati come modelli di calcolo quelli esplicitamente richiamati nel D.M. 17/01/2018 ed in particolare:

- analisi elastica lineare per il calcolo delle sollecitazioni derivanti da carichi statici;
- analisi dinamica modale con spettri di progetto per il calcolo delle sollecitazioni di progetto dovute all'azione sismica;
- analisi degli effetti del 2° ordine quando significativi;
- verifiche sezionali agli S.L.U. per le sezioni in c.a. utilizzando il legame parabola rettangolo;
- per il calcestruzzo ed il legame elastoplastico incrudente a duttilità limitata per l'acciaio.

8.2 Analisi e verifiche svolte con l'ausilio di codici di calcolo

Un attento esame preliminare della documentazione a corredo del software ha consentito di valutarne l'affidabilità e soprattutto l'idoneità al caso specifico. La documentazione, fornita dal produttore e distributore del software, contiene una esauriente descrizione delle basi teoriche e degli algoritmi impiegati, l'individuazione dei campi d'impiego, nonché casi prova interamente risolti e commentati, corredati dei file di input necessari a riprodurre l'elaborazione.

Nel prosieguo si indicano tipo di analisi strutturale condotta (statico, dinamico, lineare o non lineare) e il metodo adottato per la risoluzione del problema strutturale nonché le metodologie seguite per la verifica o per il progetto-verifica delle sezioni. Si riportano le combinazioni di carico adottate e, nel caso di calcoli non lineari, i percorsi di carico seguiti; le configurazioni studiate per la struttura in esame sono risultate effettivamente esaustive per la progettazione-verifica.

Tipo di analisi strutturale	
Statica lineare	SI
Statica non lineare	NO
Sismica statica lineare	NO
Sismica dinamica lineare	SI
Sismica statica non lineare (prop. masse)	NO
Sismica statica non lineare (prop. modo)	NO
Sismica statica non lineare (triangolare)	NO
Progetto-verifica degli elementi	
Progetto cemento armato	D.M. 17-01-2018
Progetto acciaio	EN 1993-1-1:2005
Progetto legno	EN 1995-1-1:2003
Progetto muratura	D.M. 20-11-1987
Azione sismica	
Norma applicata per l'azione sismica	D.M. 17-01-2018
Combinazioni dei casi di carico	
Tensioni ammissibili	NO
SLU	SI
SLV (SLU con sisma)	SI
SLC	SI
SLD	SI
SLO	SI
SLU terreno A1	NO
SLU terreno A2	SI
SLU terreno G	NO
Combinazione caratteristica (rara)	SI
Combinazione frequente	SI
Combinazione quasi permanente (SLE)	SI
SLA (accidentale quale incendio)	SI

La verifica della sicurezza degli elementi strutturali avviene con i metodi della scienza delle costruzioni. L'analisi strutturale è condotta con il metodo degli spostamenti per la valutazione dello stato tensodeformativo indotto da carichi statici. L'analisi strutturale è condotta con il metodo dell'analisi modale e dello spettro di risposta in termini di accelerazione per la valutazione dello stato tensodeformativo indotto da carichi dinamici (tra cui quelli di tipo sismico). L'analisi strutturale viene effettuata con il metodo degli elementi finiti. Il metodo sopraindicato si basa sulla schematizzazione della struttura in elementi connessi solo in corrispondenza di un numero prefissato di punti denominati nodi. I nodi sono definiti dalle tre coordinate cartesiane in un sistema di riferimento globale. Le incognite del problema (nell'ambito del metodo degli spostamenti) sono le componenti di spostamento dei nodi riferite al sistema di riferimento globale (traslazioni secondo X, Y, Z, rotazioni attorno X, Y, Z). La soluzione del problema si ottiene con un sistema di equazioni algebriche lineari i cui termini noti sono costituiti dai carichi agenti sulla struttura opportunamente concentrati ai nodi:

$$K \cdot u = F \quad \text{dove} \quad K = \text{matrice di rigidezza}$$

$u = \text{vettore spostamenti nodali}$

$F = \text{vettore forze nodali}$

Dagli spostamenti ottenuti con la risoluzione del sistema vengono quindi dedotte le sollecitazioni e/o le tensioni di ogni elemento, riferite generalmente ad una terna locale all'elemento stesso.

Il sistema di riferimento utilizzato è costituito da una terna cartesiana destrorsa XYZ. Si assume l'asse Z verticale ed orientato verso l'alto.

Gli elementi utilizzati per la modellazione dello schema statico della struttura sono i seguenti:

Elemento tipo PLATE (piastra-guscio-D3)
 Elemento tipo STIFFNESS (matrice di rigidezza)

Il programma prevede una serie di controlli automatici (check) che consentono l'individuazione di errori di modellazione. Al termine dell'analisi un controllo automatico identifica la presenza di spostamenti o rotazioni abnormi. Si può pertanto asserire che l'elaborazione sia corretta e completa. I risultati delle elaborazioni sono stati sottoposti a controlli che ne comprovano l'attendibilità. Tale valutazione ha compreso il confronto con i risultati di semplici calcoli, eseguiti con metodi tradizionali e adottati, anche in fase di primo proporzionamento della struttura. Inoltre, sulla base di considerazioni riguardanti gli stati tensionali e deformativi determinati, si è valutata la validità delle scelte operate in sede di schematizzazione e di modellazione della struttura e delle azioni. Si allega al termine della presente relazione elenco sintetico dei controlli svolti (verifiche di equilibrio tra reazioni vincolari e carichi applicati, comparazioni tra i risultati delle analisi e quelli di valutazioni semplificate, etc.).

8.3 Tolleranze

Nelle calcolazioni si è fatto riferimento ai valori nominali delle grandezze geometriche ipotizzando che le tolleranze ammesse in fase di realizzazione siano conformi alle euronorme EN 1992-1991- EN206 - EN 1992-2005:

- Copriferro 5 mm (EC2 4.4.1.3)
- Per dimensioni $\leq 150\text{ mm}$ $\pm 5\text{ mm}$
- Per dimensioni $\approx 400\text{ mm}$ $\pm 15\text{ mm}$
- Per dimensioni $\geq 2500\text{ mm}$ $\pm 30\text{ mm}$

Per i valori intermedi con interpolazione lineare.

8.4 Durabilità

Per garantire la durabilità della struttura sono state prese in considerazioni opportuni stati limite di esercizio (SLE) in funzione dell'uso e dell'ambiente in cui la struttura dovrà essere utilizzata limitando sia gli stati tensionali che nel caso delle opere in calcestruzzo anche l'ampiezza delle fessure. La definizione quantitativa delle prestazioni, la classe di esposizione e le verifiche sono stati riportati nel fascicolo delle elaborazioni numeriche allegate.

Inoltre per garantire la durabilità, così come tutte le prestazioni attese, è stata posta adeguata cura nelle previsioni sia nell'esecuzione che nella manutenzione e gestione della struttura prevedendo tutti gli accorgimenti utili alla conservazione delle caratteristiche fisiche e dinamiche dei materiali e delle strutture. La qualità dei materiali e le dimensioni degli elementi sono stati previsti in coerenza con tali obiettivi.

Durante le fasi di costruzione il Direttore dei Lavori si impegna ad implementare severe procedure di controllo sulla qualità dei materiali, sulle metodologie di lavorazione e sulla conformità delle opere eseguite al progetto esecutivo nonché alle prescrizioni contenute nelle "Norme Tecniche per le Costruzioni" D.M. 17/01/2018 e relative Istruzioni.

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

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

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

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

9 Combinazioni di calcolo

Le combinazioni di calcolo considerate sono quelle previste dal D.M. 17.01.2018 per i vari stati limite e per le varie azioni e tipologie costruttive. In particolare, ai fini delle verifiche degli stati limite, sono state definite le seguenti combinazioni delle azioni (Cfr. al § 2.5.3 NTC 2018):

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

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

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

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

9.1 Combinazioni sismiche

Nel caso delle costruzioni civili e industriali le verifiche agli stati limite ultimi o di esercizio sono state effettuate per la combinazione dell'azione sismica con le altre azioni (Cfr. § 2.5.3 form. 3.2.16 delle NTC 2018). Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai carichi gravitazionali (form. 3.2.17).

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

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

Le misure di protezione contro l'eccessivo degrado sono state stabilite con riferimento alle previste condizioni ambientali.

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

protezione attiva o passiva.

10 Azioni sulla costruzione

10.1 Azione sismica

Come indicato nelle NTC 2018 l'azione sismica è stata caratterizzata da 3 componenti traslazionali, due orizzontali contrassegnate da X ed Y ed una verticale contrassegnata da Z, considerate tra di loro indipendenti, ed in funzione del tipo di analisi adottata, mediante una delle seguenti rappresentazioni:

- accelerazione massima attesa in superficie;
- accelerazione massima e relativo spettro di risposta attesi in superficie;
- accelerogramma.

L'azione in superficie è stata assunta come agente su tali piani.

Le due componenti ortogonali indipendenti che descrivono il moto orizzontale sono state caratterizzate dallo stesso spettro di risposta. L'accelerazione massima e lo spettro di risposta della componente verticale attesa in superficie sono stati determinati sulla base dell'accelerazione massima e dello spettro di risposta delle due componenti orizzontali.

In allegato alle NTC, per tutti i siti considerati, sono stati forniti i valori dei precedenti parametri di pericolosità sismica necessari per la determinazione delle azioni sismiche.

10.2 Neve

Il carico provocato dalla neve sulle coperture è stato valutato mediante la seguente espressione di normativa:

$$q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t \quad (\text{Cfr. §3.3.7})$$

dove: q_s è il carico neve sulla copertura;

μ_i è il coefficiente di forma della copertura, fornito al (Cfr. § 3.4.5);

q_{sk} è il valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo [kN/m²], fornito al (Cfr. § 3.4.2) delle NTC per un periodo di ritorno di 50 anni;

C_E è il coefficiente di esposizione di cui al (Cfr. § 3.4.3);

C_t è il coefficiente termico di cui al (Cfr. § 3.4.4).

10.3 Azioni antropiche e pesi propri

Nel caso delle spinte del terrapieno sulle pareti di cantinato (ove questo fosse presente), in sede di valutazione di tali carichi, (a condizione che non ci sia grossa variabilità dei parametri geotecnici dei vari strati così come individuati nella relazione geologica), è stata adottata una sola tipologia di terreno ai soli fini della definizione dei lati di spinta e/o di eventuali sovraccarichi.

11 Progetto e Verifica degli elementi strutturali

Sulla scorta di quanto prescritto nel D.M. 17/01/2018, il metodo di analisi deve essere coerente con le ipotesi di progetto., inoltre l'analisi deve essere basata su modelli strutturali di calcolo appropriati, a seconda dello stato limite considerato.

Le ipotesi scelte ed il modello di calcolo adottato devono essere in grado di riprodurre il comportamento globale della struttura e quello locale dei singoli elementi, dei collegamenti e degli appoggi.

Nell'analisi globale della struttura e nel calcolo delle membrature si è tenuto conto delle imperfezioni geometriche e strutturali.

Di seguito si riportano i diagrammi delle verifiche eseguite.

11.1 Elementi in fondazione

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

$$I_{r,crit} = \frac{e^{\left[\left(3.3 - 0.45 \frac{B}{L} \right) \cdot \operatorname{ctg} \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \right]}}{2}.$$

La rottura per punzonamento del terreno di fondazione avviene quando l'indice di rigidezza si mantiene minore di quello critico. Tale teoria comporta l'introduzione di coefficienti correttivi all'interno della formula trinomia del carico limite detti "Coefficienti di punzonamento" i quali sono funzione dell'indice di rigidezza, dell'angolo d'attrito e della geometria dell'elemento di fondazione. La loro espressione è la seguente:

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

$$\Psi_\gamma = \Psi_q = e^{\left[\left(0.6 \frac{B}{L} - 4.4 \right) \operatorname{tg}(\varphi) + \frac{3.07 \cdot \operatorname{sen}(\varphi) \log_{10}(2 I_r)}{1 + \operatorname{sen}(\varphi)} \right]} \quad \text{se } \varphi = 0 \Rightarrow \Psi_\gamma = \Psi_q = 1$$

$$\Psi_c = \Psi_q - \frac{1 - \Psi_q}{N_c \cdot \operatorname{tg}(\varphi)} \quad \text{se } \varphi = 0 \Rightarrow \Psi_c = 0.32 + 0.12 \cdot \frac{B}{L} + 0.6 \cdot \log_{10}(I_r)$$

- se $I_r > I_{r,crit}$ si ha che $\psi_\gamma = \psi_q = \psi_c = 1$.

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

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

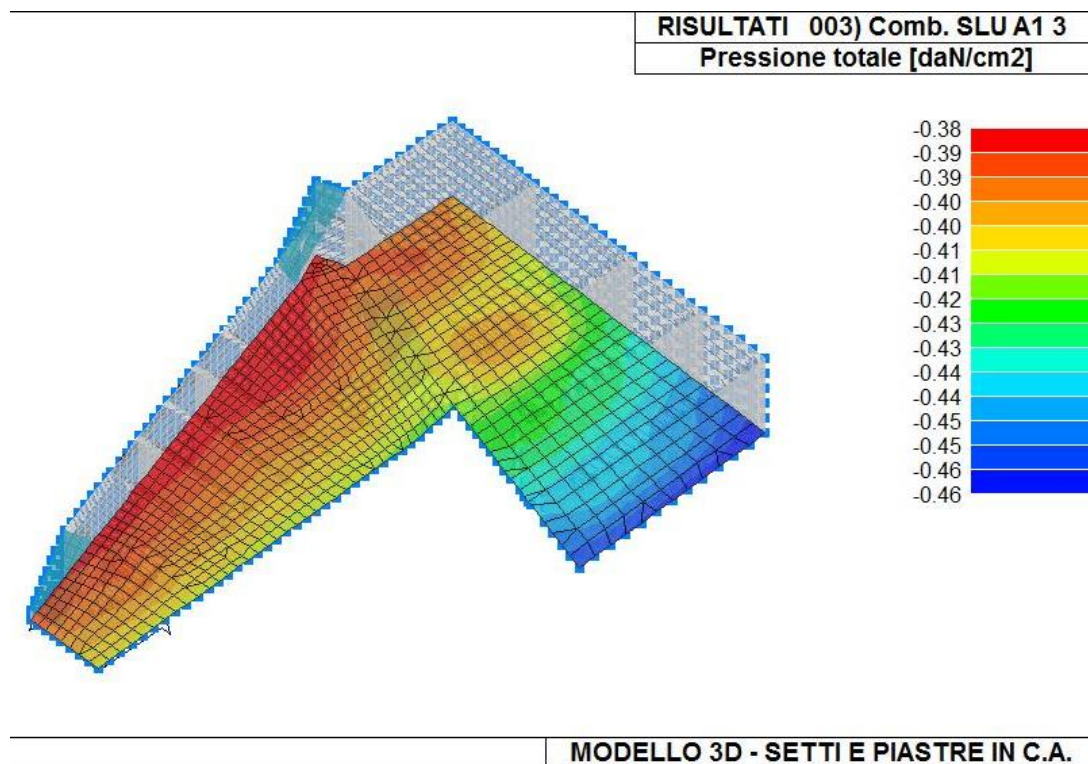
Definito il meccanismo di rottura si passa al calcolo del carico limite modellando il terreno come mezzo rigido perfettamente plastico. L'espressione del carico limite è la seguente:

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

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

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

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



Valori di pressione agenti sul terreno di sedime

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

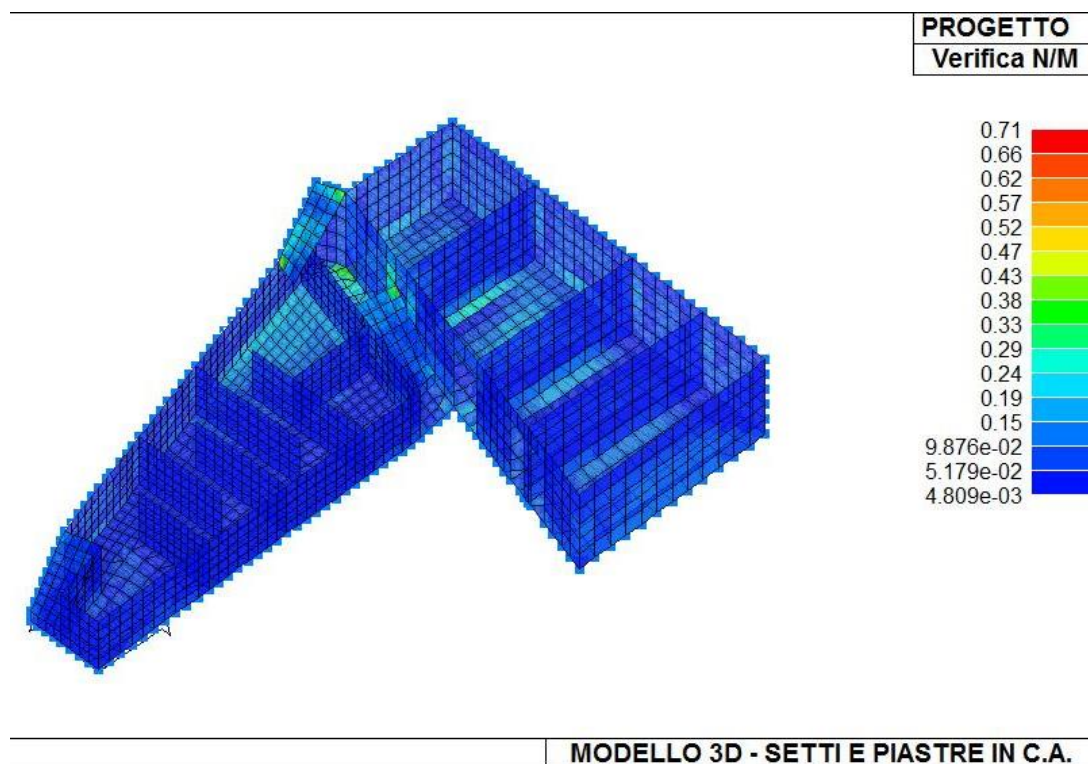
11.1 Elementi in elevazione

La verifica degli elementi allo SLU avviene col seguente procedimento:

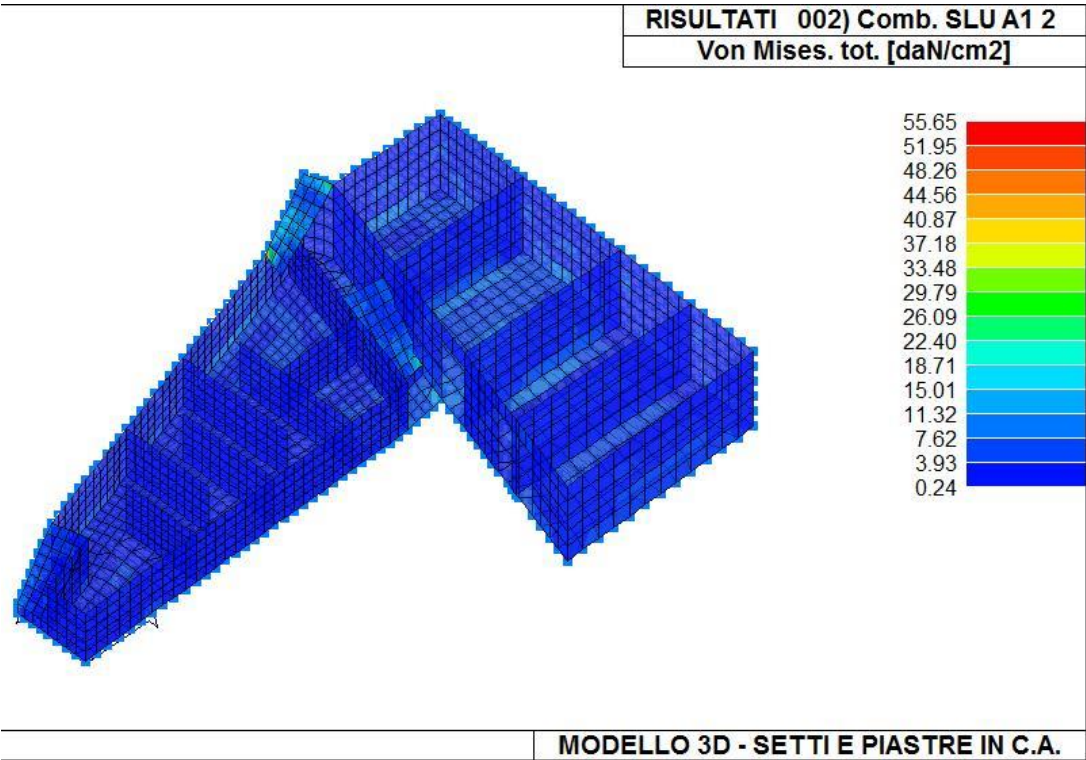
- si costruiscono le combinazioni in base al D.M. 17.01.2018, ottenendo un insieme di sollecitazioni;
- si combinano tali sollecitazioni con quelle dovute all'azione del sisma (nel caso più semplice si hanno altre quattro combinazioni, nel caso più complesso una serie di altri valori).
- per sollecitazioni semplici (flessione retta, taglio, etc.) si individuano i valori minimo e massimo con cui progettare o verificare l'elemento considerato; per sollecitazioni composte (pressoflessione retta/deviata) vengono eseguite le verifiche per tutte le possibili combinazioni e solo a seguito di ciò si individua quella che ha originato il minimo coefficiente di sicurezza.

Le azioni caratteristiche (carichi, distorsioni, variazioni termiche, ecc.) sono state definite in accordo con quanto indicato nei Cap. 3 e 5 delle norme tecniche per le costruzioni.

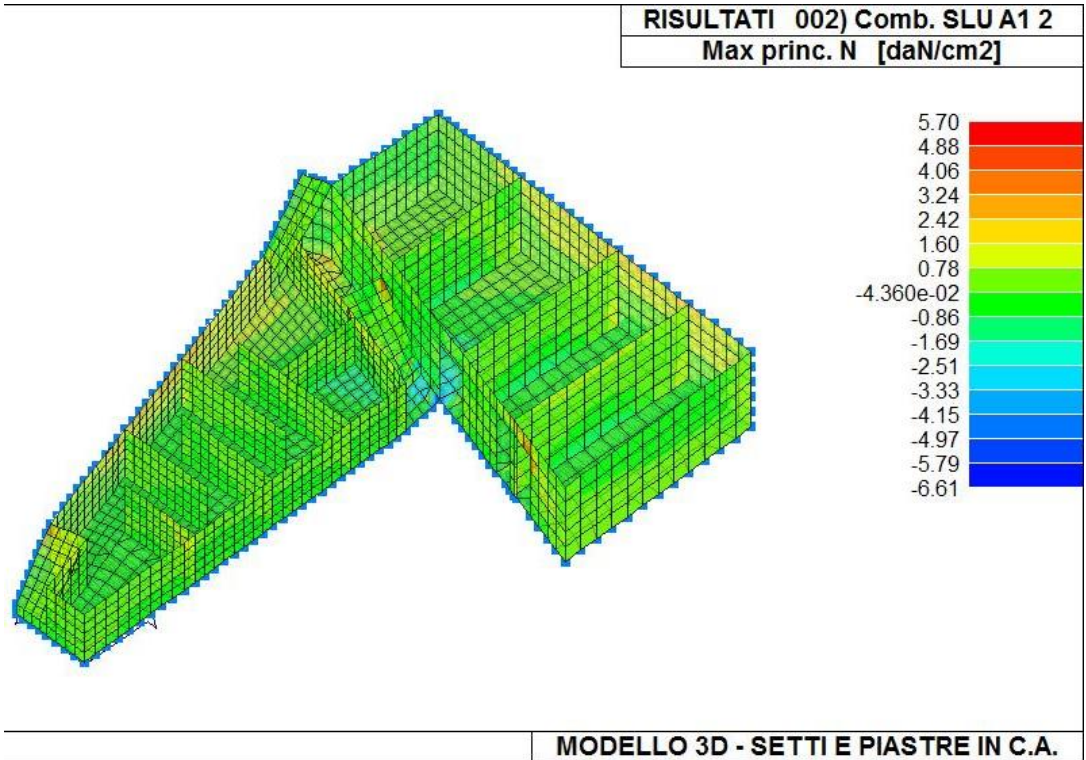
Tutte le verifiche sono state condotte in conformità a quanto riportato nel cap. 4 del D.M. 17/01/2018.



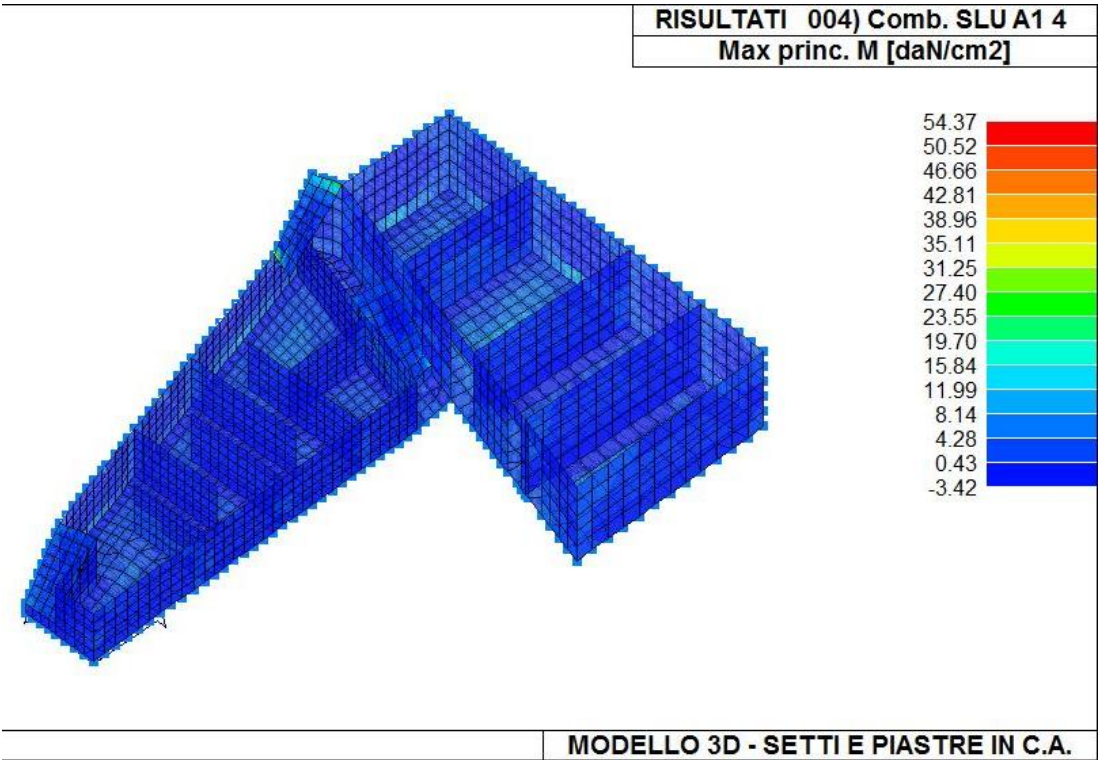
Verifica N/M agli S.L.U. – Setti e piastre



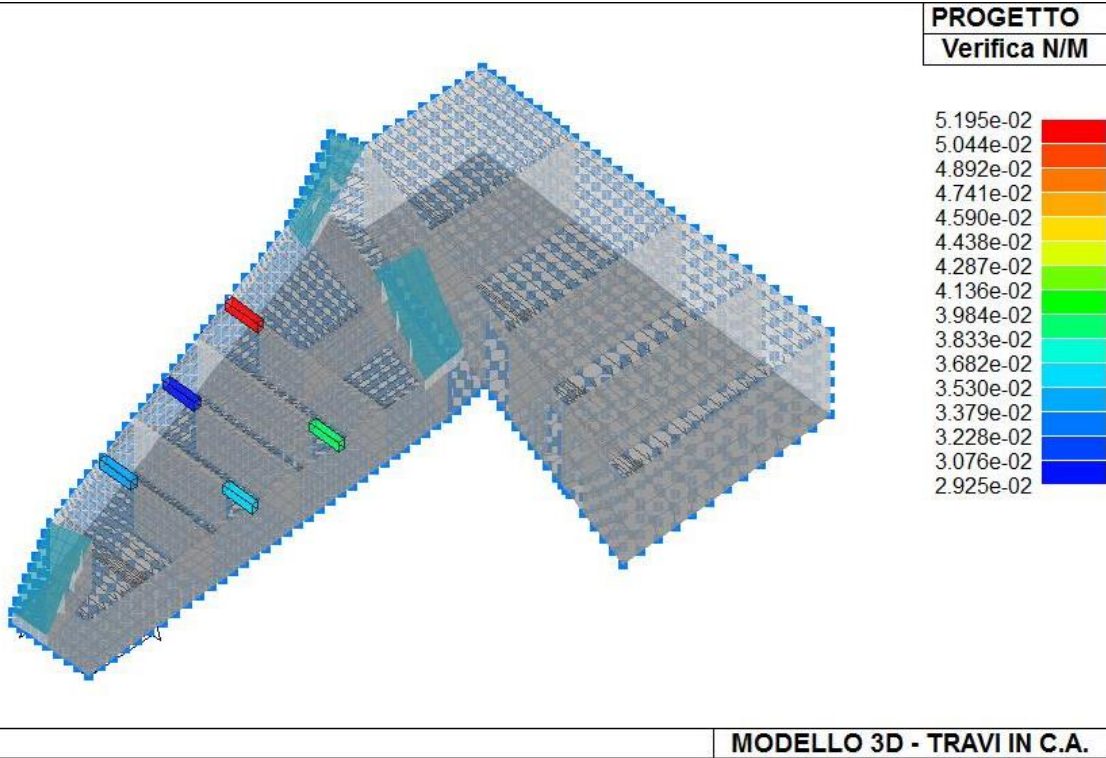
Tensione totale del Von Mises – Setti e piastre



Sforzo Normale max princ. – Setti e piastre



Momento flettente max princ. – Setti e piastre



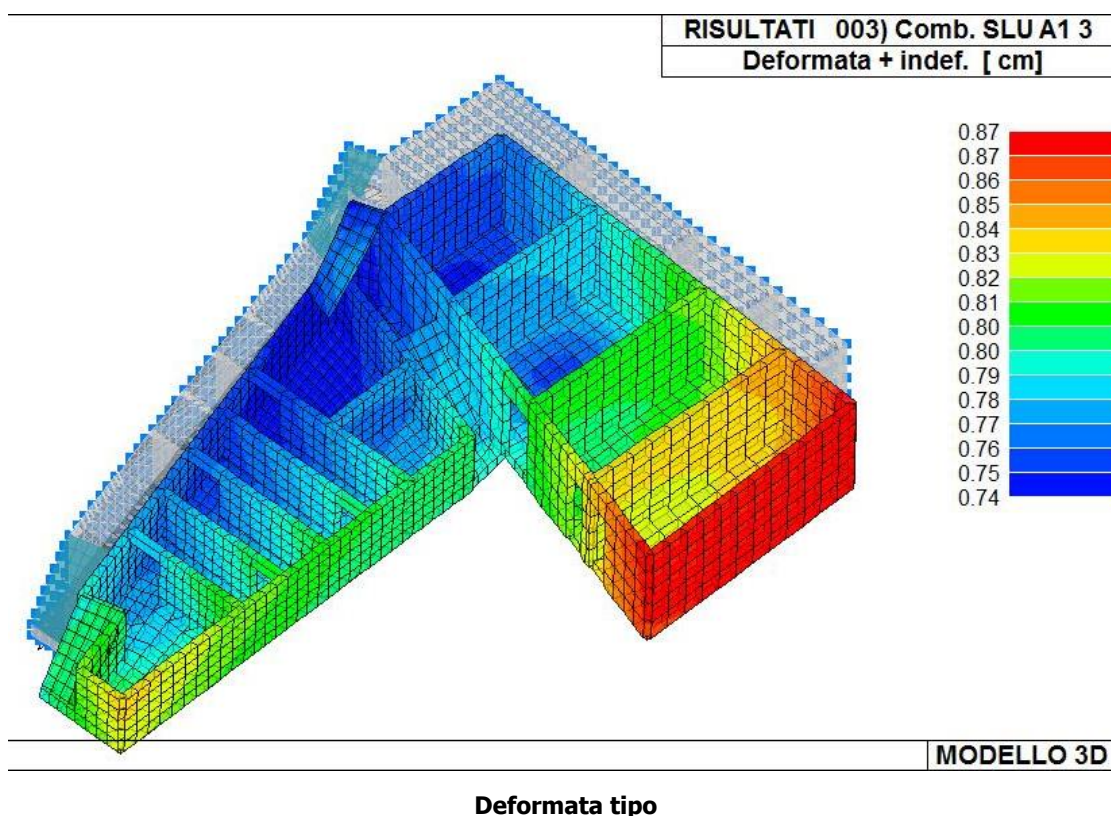
Verifica N/M agli S.L.U. – Travi in c.a.

11.2 Verifiche degli elementi strutturali in termini di duttilità e capacità di deformazione

E' stato verificato che i singoli elementi strutturali e la struttura nel suo insieme possiedono una duttilità coerente con il fattore di struttura q adottato.

Questa condizione si può ritenere soddisfatta applicando le regole di progetto specifiche e di gerarchia delle resistenze indicate per le diverse tipologie costruttive.

Alternativamente, e coerentemente con il modello e il metodo di analisi utilizzato, è stato verificato che la struttura possiede una capacità di spostamento inferiore alla domanda.



Gli spostamenti dei nodi strutturali sono contenuti nei limiti previste dalle norme vigenti, anche in conseguenza della realizzazione gli spostamenti nodali e i cedimenti delle opere in fondazioni sono compatibili e in valori contenuti rispetto al comportamento meccanico della struttura esistente.

12 Valutazione dei risultati e giudizio motivato sulla loro accettabilità

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

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

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

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

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

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

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

12.1 Affidabilità dei codici utilizzati

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

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

DICHIARAZIONE DI AFFIDABILITÀ

Dichiarazione del produttore-distributore di PRO_SAP PROfessional SAP riguardante l'affidabilità del codice (NTC 2018 - Paragrafo 10.2)

Origine e caratteristiche dei codici di calcolo

Titolo: PRO_SAP PROfessional Structural Analysis Program

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

Affidabilità dei codici

- Inquadramento teorico della metodologia

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

L'analisi strutturale è condotta con il metodo dell'analisi modale e dello spettro di risposta in termini di accelerazione per la valutazione dello stato tensiodeformativo indotto da carichi dinamici (tra i quali quelli di tipo sismico).

Gli elementi, lineari e non lineari, utilizzati per la modellazione dello schema statico della struttura sono i seguenti:

Elemento TRUSS (asta)
Elemento BEAM (trave)
Elemento MEMBRANE (membrana)
Elemento PLATE (piastra-guscio)

Elemento BRICK (solido)
Elemento CINGHIA
Elemento BOUNDARY (molla)
Elemento STIFFNESS
(matrice di rigidità)

- Casi prova che consentano un riscontro dell'affidabilità

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

E' possibile reperire la documentazione contenente alcuni dei più significativi casi trattati al seguente link: <http://www.2si.it/affidabilita.php>

- Filtri di autodiagnostica

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

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

Garanzia di qualità

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

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

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

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

Nella produzione del solutore FEM 2S.I. implementa componenti sviluppati da CM2 - Computing Objects SARL spin-off dell'École Centrale Paris, France. E' disponibile la documentazione di affidabilità di tali componenti all'indirizzo web:

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

13 Conclusioni

Dall'analisi strutturale condotta è stato possibile valutare il comportamento meccanico della struttura a seguito delle verifiche eseguite con riferimento ai SLU e nei confronti degli SLE.

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

Le tensioni negli elementi strutturali, che vengono a generarsi a seguito delle sollecitazioni esterne, sono inferiori con le resistenze caratteristiche dei materiali.

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

Per le strutture in elevazione in applicazione alle NTC 2018 e tenuto conto della caratteristica della destinazione d'uso gli elementi dimensionati sono risultati compatibili con le sollecitazioni che su di esse sono indotte dall'elaborazione strutturale in condizioni statiche che dinamiche.

Per quanto concerne i carichi si sono considerati tutte le possibili combinazioni imposte dalla normativa vigente ed in particolare sono stati considerati i pesi propri strutturali, pesi permanenti, azioni sismiche e il sovraccarico accidentale dovuto alla neve.

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 D.M. 17/01/2018 come in dettaglio specificato negli allegati tabulati di calcolo.

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

Infine, il controllo degli spostamenti relativi delle strutture verticali ha dato risultati soddisfacenti sotto l'aspetto qualitativo che numerico in accordo al D.M. 17/01/2018.

14 Dichiarazione del Progettista

Il sottoscritto progettista della struttura in oggetto, che secondo il disposto di cui al cap. 10.1 del D.M. 17/01/2018 è responsabile dell'intera progettazione strutturale,

DICHIARA

sotto la propria responsabilità, di avere eseguito i calcoli e le verifiche di sicurezza sismica, della struttura in esame, secondo i dettami delle NTC 2018 e secondo il disposto della tabella C7.1.1 della circolare esplicativa del 02/02/2009 n. 617 nonché di avere redatto la relazione di calcolo secondo i dettami del CNR 10024/86.

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

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

C7.2.2 – C7.3.6.1 – C7.3.6.2 – C7.3.6.3 – C7.11.3 – C7.11.4 – C.7.11.5.3.

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

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

Tutto ciò lo si può affermare in virtù del fatto che, gli spostamenti degli interpiani sono risultati conformi a quelli previsti per gli SLD di cui al punto 7.3.7.2 del D.M. 17/01/2018.