

**RELAZIONE PRELIMINARE  
(DM 17/01/2018 NTC2018)**

Oggetto **PROGETTO DI AMPLIAMENTO  
DELL'HOTEL ALEXANDER  
UBICATO IN COMUNE DI  
FIORANO MODENESE (MO) VIA  
RESISTENZA N. 46**

Committente **Alexander s.r.l.  
P.I. 02122590363**

Data **20/08/2019**

Il Tecnico ***Ing. Giorgio Brandoli***



1.	Relazione generale.....	5
1.1	Descrizione generale dell'opera .....	5
1.2	Caratteristiche della costruzione.....	5
1.3	Localizzazione .....	5
1.4	Destinazione e tipologia .....	5
1.5	Dimensioni principali della costruzione.....	6
1.6	Interferenze con il territorio circostante.....	6
1.7	Interferenze con le costruzioni esistenti .....	6
1.8	Caratteristiche del sito .....	6
1.9	Caratteristiche geologiche del sito .....	6
2.	Classe d'uso della costruzione e vita utile di servizio .....	6
3.	Concezione strutturale .....	7
4.	Normative applicate .....	8
5.	Unità di misura e simbologia .....	8
6.	Documenti e testi di riferimento .....	8
7.	Misura della sicurezza.....	9
7.1	Criteri di calcolo.....	9
7.2	Coefficienti parziali dei carichi (D.M. 17/01/2018) .....	9
7.3	Coefficienti parziali dei materiali.....	9
7.4	Coefficienti di combinazione dei carichi permanenti, variabili .....	10
8.	Schematizzazione della struttura.....	10
8.1	Il modello della struttura .....	10
9.	Azioni .....	11
9.1	Permanenti e variabili di lunga durata .....	11
9.1.1	Peso proprio della struttura .....	11
9.1.2	Carichi permanenti agenti sui solai .....	11
9.1.3	Forze indotte dalla pressione del terreno .....	11
9.1.4	Forze indotte dalla pressione dell'acqua.....	11
9.1.5	Spostamenti e deformazioni imposti previsti dal progetto e realizzati .....	11
9.1.6	Pretensione e precompressione.....	11
9.1.7	Ritiro e viscosità.....	12

9.2	Carichi di esercizio di breve durata .....	13
9.2.1	Azione della neve.....	15
9.2.2	Azione del vento .....	15
9.2.3	Azione del vento e azione sismica .....	17
9.3	Azioni Accidentali .....	17
10.	Ripartizione dei carichi unitari dei solai.....	17
11.	Sistema di masse corrispondenti alle azioni statiche .....	17
12.	Distribuzione accidentale delle masse .....	18
13.	Azione da sisma .....	19
13.1	Localizzazione geografica .....	19
13.2	Classe di duttilità .....	19
13.3	Regolarità della struttura .....	19
14.	Combinazione delle azioni.....	20
14.1	Combinazioni allo stato limite ultimo.....	20
14.2	Combinazioni allo stato limite per condizione eccezionale sismi .....	20
14.3	Combinazioni per lo stato limite ultimo .....	20
14.4	Combinazione per lo stato limite di danno .....	21
14.5	Stato limite di esercizio .....	21
15.	Legami costitutivi.....	22
15.1	Conglomerato cementizio .....	22
15.1.1	Calcestruzzo per elementi di fondazione .....	22
15.1.2	Calcestruzzo per elementi in elevazione .....	22
15.1.3	Acciaio da cemento armato.....	23
15.1.4	Acciaio ordinario per elementi in c.a. e c.a.p. Tipo B450C .....	23
15.1.5	Acciaio ordinario per elementi in c.a. e c.a.p. Tipo B450A.....	23
15.1.6	Rete elettrosaldata per elementi in c.a. e c.a.p. ....	24
16.	Terreno di fondazione .....	24
17.	Rappresentatività del modello .....	24
18.	Metodologie di analisi .....	24
18.1	Modello Matematico .....	24
18.2	Modello strutturale .....	25
18.3	Analisi condotta con ausilio di elaboratore.....	25

18.4	Metodologie progetto e verifica delle membrature strutturali .....	25
19.	Presentazione dei risultati delle analisi .....	26
19.1	Risultati dell'analisi modale .....	26
19.2	Duttilità e capacità di spostamento.....	26
19.3	Verifica del rapporto di resistenza del nodo .....	26
19.4	Limiti e criteri geometrici .....	27
19.5	Criteri di valutazione dei momenti ultimi.....	27
19.6	Metodo di calcolo .....	28
20.	Presentazione degli elaborati principali .....	29

## 1. Relazione generale

La presente relazione si riferisce al progetto strutturale delle opere di seguito descritte inquadrando tale progetto in relazione alle normative citate.

### 1.1 Descrizione generale dell'opera

La necessità di effettuare l'ampliamento dell'attuale struttura nasce a seguito delle crescenti richieste di soggiorno conseguenti al forte sviluppo del settore terziario ed in particolare allo sviluppo ed ampliamento delle aziende ceramiche già insediate in zona.

Il progetto prevede la costruzione di una nuova ala dell'hotel, collegata al lato nord est della struttura esistente, che occuperà un'area libera, classificata dal RUE come zona ECO -L, attualmente adibita a parcheggio per i clienti dell'albergo.

I progettisti hanno optato per una soluzione che integri forme e materiali moderni con elementi naturali e vegetazionali. Si prevede infatti la realizzazione lungo le facciate del fabbricato affacciatesi su Circonvallazione San Giovanni Evangelista di un "Giardino Verticale", ossia pareti verdi che contraddistinguano l'edificio dal punto di vista architettonico, e creino, al contempo, una barriera acustica e di isolamento termico.

### 1.2 Caratteristiche della costruzione

La struttura sarà realizzata con struttura portante in cemento armato e tamponamenti con sistema ICF.

Il fabbricato risulta inoltre costituito da una piattaforma interrata adibita ad autorimessa di circa 930 mq., necessari alle autorimesse previste dagli standard urbanistici, con accesso dalla rampa posta sul retro del fabbricato.

### 1.3 Localizzazione

L'edificio in esame è ubicato nel comune di Fiorano Modenese in Via della Resistenza n.46, Provincia di Modena, regione Emilia-Romagna

Il comune di Fiorano Modenese è in zona 2 secondo l'OPCM 3274 e succ. modificazioni.

L'edificio in esame verrà costruito a una quota di 115 m. s. l. m. m., ad una distanza maggiore di 10 km dalla costa.

### 1.4 Destinazione e tipologia

L'intervento riguarderà la realizzazione di :

n. 1 struttura realizzata in cemento armato composta da 6 piani fuori terra e n.1 interrato

Le strutture principali saranno realizzate con fondazioni dirette.

## 1.5 Dimensioni principali della costruzione

L'intervento coprirà una zona pari a 426 m<sup>2</sup> circa

I fabbricati sono considerati non regolari ed hanno classe di duttilità bassa.

## 1.6 Interferenze con il territorio circostante

Pur avendo debitamente studiato il problema non sono state riscontrate interferenze significative col territorio circostante.

## 1.7 Interferenze con le costruzioni esistenti

Le opere di tale intervento non sono a rischio di interferenza con strutture adiacenti, verrà infatti garantito un opportuno giunto sismico in modo da evitare fenomeni di martellamento in controfase

## 1.8 Caratteristiche del sito

Il sito su cui sorge il fabbricato è sostanzialmente pianeggiante.

Esso è ubicato in via Resistenza n.46 e confina con proprietà limitrofe.

## 1.9 Caratteristiche geologiche del sito

Sulla base delle N.T.C. 2018 si classifica pertanto il terreno di fondazione in oggetto come appartenente alla **categoria B**, corrispondente a:

Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s E 800 m/s.

## 2. Classe d'uso della costruzione e vita utile di servizio

Essendo la costruzione in presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, è definita come classe 2 e cioè:

*"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."*

con una vita nominale di 50 anni e un periodo di riferimento per l'azione sismica pari a  $V_R=V_N \cdot C_U=50$ .

### 3. Concezione strutturale

In questo capitolo sono indicati i criteri che sono stati alla base della concezione strutturale. L'edificio della relazione di calcolo è a pianta circa rettangolare e si sviluppa per sei piani fuori terra. La struttura portante è organizzata con telai, caratterizzati sia da travi in altezza che in spessore. I telai trasversali longitudinali sono collegati con pilastri atti a sopportare i carichi verticali e quelli orizzontali. La risposta all'azione sismica viene interamente affidata ai pilastri. E' realizzata con criteri tali da permetterne una bassa capacità dissipativa e quindi rientrare nella classe di duttilità alta CD "B".



## 4. Normative applicate

Le normative prese a riferimento nella stesura della presente relazione sono:

- D.M. 17/01/2018 "Norme tecniche per le costruzioni"
- Istruzioni per l'applicazione delle "norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 17 gennaio 2018

## 5. Unità di misura e simbologia

Nei calcoli della relazione si farà uso delle seguenti unità di misura:

per i carichi:	N/m; N/m <sup>2</sup>
per i momenti:	N · m
per i tagli e sforzi normali:	N
per le tensioni:	N/mm <sup>2</sup>
per gli spostamenti	cm

## 6. Documenti e testi di riferimento

Nella stesura della presente relazione si è tenuto conto documenti e testi di riferimento:

- Joseph Bowles "fondazioni" Mc Graw & Hill
- OPCM 3274 e successive modificazioni
- Eurocodice 2
- Eurocodice 3
- Eurocodice 8



## 7. Misura della sicurezza

In questo capito sono indicati i criteri adottati per le misure della sicurezza.

### 7.1 Criteri di calcolo

I calcoli e le verifiche sono condotti con il *criterio semiprobabilistico degli stati limite* secondo i metodi indicati nelle norme indicate nel capitolo Normative Applicate.

### 7.2 Coefficienti parziali dei carichi (D.M. 17/01/2018)

Si riporta la tabella 2.5.I dei coefficienti di combinazione

**Tab. 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione**

Categoria/Azione variabile	$\psi_{1j}$	$\psi_{2j}$	$\psi_{3j}$
Categoria A - Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B - Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C - Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D - Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E - Aree per immagazzinamento, uso commerciale e uso industriale Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F - Rimesse , parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso $\leq 30$ kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso $> 30$ kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H - Coperture accessibili per sola manutenzione	0,0	0,0	0,0
Categoria I - Coperture praticabili	da valutarsi caso per caso		
Categoria K - Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)			
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota $\leq 1000$ m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota $> 1000$ m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

### 7.3 Coefficienti parziali dei materiali

Coefficiente di riduzione della resistenza del cls  $\gamma_c = 1,50$

Coefficiente di riduzione della resistenza dell'acciaio  $\gamma_s = 1,15$

## 7.4 Coefficienti di combinazione dei carichi permanenti, variabili

Si riporta la Tab. 2.6.I delle Norme tecniche delle costruzioni. In essa sono contenuti i “*Coefficienti parziali per le azioni o per l’effetto delle azioni nelle verifiche SLU*”

		Coeff $\gamma_F$	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali(1)	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

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

Nella Tab. 2.6.I il significato dei simboli è il seguente:

- $\gamma_{G1}$  coefficiente parziale del peso proprio della struttura, nonché del peso proprio del terreno e dell’acqua, quando pertinenti;
- $\gamma_{G2}$  coefficiente parziale dei pesi propri degli elementi non strutturali;
- $\gamma_{Qi}$  coefficiente parziale delle azioni variabili.

Nel caso in cui l’azione sia costituita dalla spinta del terreno, per la scelta dei coefficienti parziali di sicurezza valgono le indicazioni riportate nel Cap. 6.

Il coefficiente parziale della precompressione si assume pari a  $\gamma_p = 1,0$ .

## 8. Schematizzazione della struttura

In questo capitolo sono riportati i criteri seguiti nella schematizzazione della struttura, dei vincoli, e delle sconnessioni con particolare attenzione rivolta ai problemi riguardanti l’interazione tra terreno e struttura.

### 8.1 Il modello della struttura

Il modello e’ costituito da nodi, elementi monodirezionali (travi e pilastri) ed elementi bidirezionali a tre o quattro nodi (lastre e piastre alla Winkler).

E’ stato impiegato il metodo Master-Slave per modellare impalcati rigidi

I nomi delle condizioni di carico impiegate sono i seguenti:

- Peso proprio

- Permanente
- Accidentale

## 9. Azioni

### 9.1 Permanenti e variabili di lunga durata

#### 9.1.1 Peso proprio della struttura

Si riportano i pesi propri di alcuni materiali utilizzati nella struttura in oggetto

Calcestruzzo	25,00 kN/m <sup>3</sup>
Acciaio	78,50 kN/m <sup>3</sup>
Muratura in forati	08,00 kN/m <sup>3</sup>

#### 9.1.2 Carichi permanenti agenti sui solai

##### 9.1.2.1 Solaio tipico

Peso proprio e permanenti (con incidenza muri perimetrali)	8,00 kN/m <sup>2</sup>
	-----
Totale carichi permanenti	8,00 kN/m <sup>2</sup>

##### 9.1.2.2 Solaio di copertura

Peso proprio e permanenti (compresa terra per verde di copertura)	10,00 kN/m <sup>2</sup>
	-----
Totale carichi permanenti	10,00 kN/m <sup>2</sup>

#### 9.1.3 Forze indotte dalla pressione del terreno

Le spinte del terreno saranno considerate e applicate nella relazione di calcolo strutturale in modo nella loro condizione più gravosa per la struttura.

#### 9.1.4 Forze indotte dalla pressione dell'acqua

La struttura in oggetto non è soggetta a spinte dovute all'acqua.

#### 9.1.5 Spostamenti e deformazioni imposti previsti dal progetto e realizzati

La struttura in oggetto non è soggetta a spostamenti e deformazioni imposti previsti dal progetto e realizzati all'atto della costruzione

#### 9.1.6 Pretensione e precompressione

Non essendo previsto l'uso di strutture prefabbricate in CAP nella strutture in esame la struttura non è

soggetta a forze di precompressione e / o pretensione

### 9.1.7 Ritiro e viscosità

Visti i tempi di costruzione e i materiali usati si ritiene che i fenomeni di ritiro e viscosità siano poco significativi

## 9.2 Carichi di esercizio di breve durata

Nella tabella seguente si riportano i carichi variabili di esercizio (tab. 3.1.II) .

Cat.	Ambienti	qk [kN/m <sup>2</sup> ]	Qk [kN]	Hk [kN/m]
A	<b>Ambienti ad uso residenziale.</b> Sono compresi in questa categoria i locali di abitazione e relativi servizi, gli alberghi. (ad esclusione delle aree suscettibili di affollamento)	2,00	2,00	1,00
B	<b>Uffici.</b> Cat. B1 Uffici non aperti al pubblico Cat. B2 Uffici aperti al pubblico	2,00 3,00	2,00 2,00	1,00 1,00
C	<b>Ambienti suscettibili di affollamento</b> Cat. C1 Ospedali, ristoranti, caffè, banche, scuole	3,00	2,00	1,00
	Cat. C2 Balconi, ballatoi e scale comuni, sale convegni, cinema, teatri, chiese, tribune con posti fissi	4,00	4,00	2,00
	Cat. C3 Ambienti privi di ostacoli per il libero movimento delle persone, quali musei, sale per esposizioni, stazioni ferroviarie, sale da ballo, palestre, tribune libere, edifici per eventi pubblici, sale da concerto, palazzetti per lo sport e relative tribune	5,00	5,00	3,00
D	<b>Ambienti ad uso commerciale.</b> Cat. D1 Negozi	4,00	4,00	2,00
	Cat. D2 Centri commerciali, mercati, grandi magazzini, librerie...	5,00	5,00	2,00
E	<b>Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale.</b> Cat. E1 Biblioteche, archivi, magazzini, depositi, laboratori manifatturieri	≥ 6,00	6,00	1,00
	Cat. E2 Ambienti ad uso industriale, da valutarsi caso per caso	-	-	-
F-G	<b>Rimesse e parcheggi.</b> Cat. F Rimesse e parcheggi per il transito di automezzi di peso a pieno carico fino a 30 kN	2,50	2x10,00	1,00**
	Cat. G Rimesse e parcheggi per transito di automezzi di peso a pieno carico superiore a 30 kN: da valutarsi caso per caso	-	-	-
H-I-K	<b>Coperture e sottotetti</b> Cat. H1 Coperture e sottotetti accessibili per sola manutenzione	0,50	1,20	1,00
	Cat. I Coperture praticabili	Sec. Cat.	Sec. Cat.	Sec. Cat.
	Cat. K Coperture speciali (impianti, eliporti, altri) da valutarsi caso per caso	-	-	-



I carichi sono stati applicati considerando le condizioni di carico riportate nella seguente tabella:

Carico	Nome carico variabile	Valore carico variabile
1	Variabile	2,00
2	Variabile	4,00

### 9.2.1 Azione della neve

L'area oggetto dell'intervento è classificata dalla vigente normativa in zona I-mediterranea e ha un'altezza del suolo  $a_s$  sul livello del mare pari a 115 m in base a ciò il carico di neve al suolo  $q_{sk} = 1,5 \text{ KN/m}^2$ .

Il carico neve sulla copertura  $q_s$  viene determinato come:

$$q_s = \mu * q_{sk} C_E C_t$$

in cui  $\mu$  è il coefficiente di forma della copertura, che dipende dall'inclinazione del piano di falda della copertura stessa,  $C_E$  è il coefficiente di esposizione,  $C_t$  è il coefficiente termico.

Nel caso in esame tale angolo è sempre compreso tra  $0^\circ$  e  $30^\circ$  cui corrisponde un valore di  $\mu$  pari a 0,80.

Per un ambiente con topografia normale si assume  $C_E$  (coefficiente di esposizione) = 1,00

In assenza di specifici studi il coefficiente termico  $C_t = 1,00$

Il carico neve sulla copertura vale quindi:

$$q_s = 0,80 * 1,50 = 1,20 \text{ KN/m}^2$$

#### 9.2.1.1 Azione della neve da accumulo

La neve di accumulo dovuta al parapetto sommitale e alla torretta per l'accesso in copertura sarà opportunamente valutata nella relazione di calcolo.

### 9.2.2 Azione del vento

L'azione del vento è calcolata secondo quanto previsto dal DM 17/01/2018 al punto 3.3.

#### 9.2.2.1 Definizione della zona (macrozonazione)

La determinazione dell'azione del vento sulla costruzione parte dalla individuazione della velocità di riferimento  $V_b$ . In mancanza di specifiche ed adeguate indagini statistiche tale valore non può essere inferiore

al valore fornito dall'espressione:

$$V_b = V_{b,0} \quad \text{per } a_s \leq a_0$$

$$V_b = V_{b,0} + k_a (a_s - a_0) \quad \text{per } a_0 < a_s \leq 1500 \text{ m}$$

dove:

$V_b$ ,  $a_0$ ,  $k_a$ : sono parametri forniti dalla NTC 2018 legati alla regione in cui sorge la costruzione  
 $a_s$  è l'altitudine sul livello del mare (in m)

nel caso in esame:

Regione	$a_s$
Emilia Romagna	60

Da cui si ricava

zona	$V_b$ (m/s)	$a_0$ (m)	$k_a$ (1/s)	$V_b$
2	25	750	0,015	25

### 9.2.2.2 Periodo di ritorno

In mancanza di specifiche ed adeguate indagini statistiche, la velocità di riferimento del vento  $V_R(T_R)$  riferita ad un generico periodo di ritorno è data dall'espressione:

$$V_b(T_R) = \alpha_R V_b$$

dove:

$V_b$  = velocità di riferimento (TR=50anni)

$$\alpha_R = 0.75 \sqrt{1 - 0.2 \cdot \ln \left[ -\ln \left( 1 - \frac{1}{T_R} \right) \right]}$$

per:

$$T_R = 100 \text{ anni}$$

$$a_R = 1,44002$$

si ha:

$$V_R(T_R) = 1,44002 \times 25 = 36,00 \text{ m/s}$$

### 9.2.2.3 Coefficiente di esposizione

Il coefficiente di esposizione dipende dall'altezza. in assenza di analisi specifiche la formula da utilizzare è:

$$c_e(z) = k_r^2 c_t \ln(z/z_0) \ln[7 + c_t \ln(z/z_0)]$$

$$c_e(z) = c_e(z_{\min})$$

nel nostro caso:





Zona	Rugosità	Categoria
2	C	IV

Categoria	$k_r$	$Z_0(m)$	$Z_{min}(m)$
IV	0,22	0,3	8

Il coefficiente di esposizione delle pressioni è pari a :

$$C_e(8)=1,63421$$

### 9.2.2.4 Pressione cinetica del vento

$$q_b = 1/2 * \rho * V_b(T_R)^2 = 22,50$$

dove:

$\rho$  = densità dell'aria = 12,50 N/m<sup>3</sup>

$c_e$  = coefficiente di esposizione delle pressioni

$$q_b=22,50$$

### 9.2.3 Azione del vento e azione sismica

Considerando i valori calcolati, l'azione del vento risulta sviluppare un'azione globale orizzontale molto inferiore all'azione sismica e pertanto l'azione del vento non è stata presa in considerazione.

### 9.3 Azioni Accidentali

Non vi sono carichi accidentali da urto, esplosione e incendio che agiscano sulla struttura.

## 10. Ripartizione dei carichi unitari dei solai

In questa struttura i solai sono modellati come elementi strutturali, di conseguenza i carichi vengono attribuiti agli elementi strutturali di competenza. I carichi agenti sui solai sono quindi ripartiti sulle travi sui quali insistono secondo un modello a trave continua per avere al massima accuratezza nella ripartizione. Si evita, cioè, la ripartizione per aree di influenza che darebbe risultati molto inaccurati soprattutto nel caso di campate di luce molto diversa.

## 11. Sistema di masse corrispondenti alle azioni statiche

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_k + \Sigma(\Psi_{Ei} \bullet Q_{ki})$$

$\Psi_{Ei}$  è il coefficiente di combinazione dell'azione variabile  $Q_i$  che tiene conto che tutti i carichi  $\Psi_{Ei} \bullet Q_{ki}$  siano presenti sull'intera struttura in occasione del sisma e si ottiene moltiplicando  $\Psi_{2i}$  per  $\phi$ .

I valori di  $\psi_{2i}$ ,  $\phi$  sono riportati nel capitolo della Misura della Sicurezza.

## 12. Distribuzione accidentale delle masse

Gli effetti torsionali accidentali sono tenuti in conto applicando ad ogni piano un momento torcente calcolato come:

$$M_i = F_i \times e_{ai}$$

dove:

$F_i$  sono le forze statiche equivalenti al sisma calcolate in base a quanto definito al punto 7.3.3.2 del DM 17/01/2018

$e_{ai}$  è l'eccentricità definita al punto 7.2.6 del DM 17/01/2018

## 13. Azione da sisma

### 13.1 Localizzazione geografica

L'edificio sorge nel comune di Castelfranco Emilia ed ha le seguenti coordinate geografiche:

Latitudine	Longitudine
44.533537	10.845678°

### 13.2 Classe di duttilità

La struttura dell'edificio è realizzata con strutture in c. a. a telaio monopiano e più campate ed è stata progettata con i criteri specifici della classe di duttilità bassa.

### 13.3 Regolarità della struttura

La struttura in esame per le sue particolarità è stata considerata dal progettista, non regolare in pianta e non regolare in elevazione.

## 14. Combinazione delle azioni

### 14.1 Combinazioni allo 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:

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

dove:

- G è il valore caratteristico delle azioni permanenti;
- P è il valore caratteristico delle azioni di precompressione;
- $Q_{k1}$  è il valore caratteristico dell'azione base di ogni combinazione;
- $Q_{ki}$  i valori caratteristici delle azioni variabili tra loro indipendenti;
- $\psi_{g1}$  coefficiente di combinazione delle azioni permanenti;
- $\psi_{g2}$  coefficiente di combinazione delle azioni permanenti non strutturali;
- $\psi_P$  coefficiente di combinazione delle azioni di precompressione;
- $\psi_q$  coefficiente di combinazione delle azioni variabili;
- $\psi_{0i}$  coefficiente di combinazione allo stato limite ultimo che tiene conto di valutazioni in senso statistico della contemporaneità della presenza dei carichi variabili.

Tutti i valori dei coefficienti moltiplicativi sono riportati nel capitolo Misura della Sicurezza

### 14.2 Combinazioni allo stato limite per condizione eccezionale sismi

Nella condizione eccezionale per sisma le condizioni da esaminare sono:

- stato limite ultimo di salvaguardia della vita (SLV) (sisma con 10% di probabilità di accadimento nel periodo di vita della struttura)  
a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidità per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali.
- stato limite ultimo di danno (SLD) (sisma 63% di probabilità di accadimento nel periodo di vita della struttura)  
a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidità nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature

### 14.3 Combinazioni per lo stato limite ultimo

Le azioni sollecitanti di calcolo vanno calcolate secondo la formulazione (punto 2.5.3. DM 17/01/2018):

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \times Q_{k1} + \psi_{22} \times Q_{k2} + \dots$$

dove:

- E è il valore dell'azione sismica per lo stato limite in esame;
- G<sub>1</sub> è il valore caratteristico delle azioni permanenti degli elementi strutturali;
- G<sub>2</sub> è il valore caratteristico delle azioni permanenti degli elementi non strutturali;
- P<sub>k</sub> è il valore caratteristico delle azioni di precompressione;
- Q<sub>ki</sub> i valori caratteristici delle azioni Q<sub>i</sub>;
- ψ<sub>2i</sub> coefficiente che fornisce il valore quasi permanente dell'azione variabile Q<sub>i</sub>

I coefficienti ψ<sub>2i</sub> per le diverse destinazioni d'uso e il fattore di importanza sono riportati nel capitolo "Misura della Sicurezza."

#### 14.4 Combinazione per lo stato limite di danno

Le azioni sollecitanti di calcolo vanno calcolate e combinate secondo la formulazione del precedente paragrafo in accordo al punto 2.5.3 del DM 17/01/2018

#### 14.5 Stato limite di esercizio

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

$$F_r = G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \sum(\psi_{0i} \cdot Q_{ki})$$

combinazione frequente:

$$F_f = G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum(\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$$

combinazione quasi permanente:

$$F_p = G_1 + G_2 + P + \sum(\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$$

dove

- G<sub>1</sub> è il valore caratteristico delle azioni permanenti degli elementi strutturali;
- G<sub>2</sub> è il valore caratteristico delle azioni permanenti degli elementi non strutturali;
- P è il valore caratteristico della precompressione;
- ψ<sub>1i</sub> coefficiente atto a definire i valori delle azioni ammissibili ai frattili di ordine 0,95 delle distribuzioni dei valori istantanei;
- ψ<sub>2i</sub> coefficiente atto a definire i valori quasi permanenti delle azioni ammissibili ai valori medi delle distribuzioni dei valori istantanei.

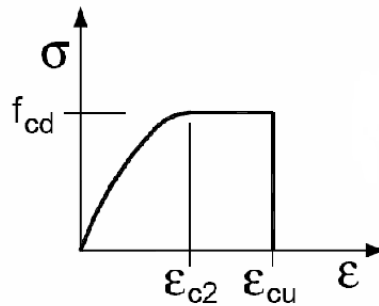
I coefficienti ψ<sub>0</sub>, ψ<sub>1</sub>, ψ<sub>2</sub> sono riportati nel capitolo "Misura della sicurezza".

## 15. Legami costitutivi

In questo capitolo sono riportati i legami costitutivi adottati per la modellazione dei materiali e dei terreni. Le tensioni sono espresse in MPa

### 15.1 Conglomerato cementizio

Nella figura di seguito sono rappresentati i modelli  $\sigma$ - $\epsilon$  per il calcestruzzo: (a) parabola-rettangolo; (b) triangolo-rettangolo; (c) rettangolo (stress block).



Legami costitutivi del calcestruzzo utilizzato

In particolare, si è posto porre:

$\epsilon_{c2}$	$\epsilon_{cu}$
0,20%	0,35%

#### 15.1.1 Calcestruzzo per elementi di fondazione

##### Classe Rck = 30 MPa C25/30

Resistenza caratteristica cubica	$R_{ck}$		30,000
Resistenza cilindrica	$f_{ck}$	$0,83 \cdot R_{ck}$	24,900
Valor medio della resistenza cilindrica	$f_{cm}$	$f_{ck}+8$	32,900
Coeff. sicurezza parziale(v. par. coefficienti)	$\gamma_m$		1,50
Res. di calcolo a compr. del calcestruzzo	$f_{cd}$	$f_{ck}/\gamma_m$	16,600
Resistenza di calcolo del calcestruzzo	$f'_{cd}$	$0,85 \cdot f'_{cd}$	17,110
Resistenza media a trazione semplice	$f_{ctm}$	$0,30 \cdot f_{ck}^{2/3}$	2,558
Resistenza carat. a trazione (frattile 5%)	$f_{ctd}$	$0,7 \cdot f_{ctm} / \gamma_m$	1,119
Modulo elastico	$E_c$	$22000 \cdot (f_{cm}/10)^{0,3}$	31747,161

#### 15.1.2 Calcestruzzo per elementi in elevazione

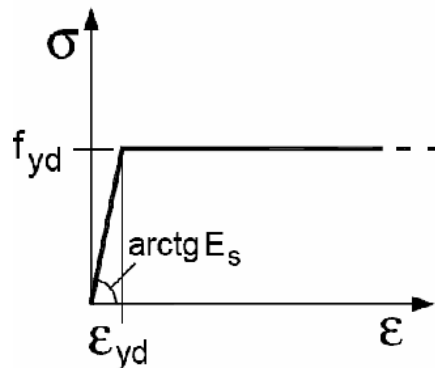
##### Classe Rck = 30 MPa C25/30

Resistenza caratteristica cubica	$R_{ck}$	30,000
----------------------------------	----------	--------

Resistenza cilindrica	$f_{ck}$	$0,83 \cdot R_{ck}$	24,900
Valor medio della resistenza cilindrica	$f_{cm}$	$f_{ck}+8$	32,900
Coeff. sicurezza parziale(v. par. coefficienti)	$\gamma_m$		1,50
Res. di calcolo a compr. del calcestruzzo	$f_{cd}$	$f_{ck}/\gamma_m$	16,600
Resistenza di calcolo del calcestruzzo	$f'_{cd}$	$0,85 \cdot f'_{cd}$	17,110
Resistenza media a trazione semplice	$f_{ctm}$	$0,30 \cdot f_{ck}^{2/3}$	2,558
Resistenza carat. a trazione (frattile 5%)	$f_{ctd}$	$0,7 \cdot f_{ctm} / \gamma_m$	1,119
Modulo elastico	$E_c$	$22000 \cdot (f_{cm}/10)^{0,3}$	31747,161

### 15.1.3 Acciaio da cemento armato

Di seguito è riportato il grafico del legame costitutivo dell'acciaio B450C e le sue caratteristiche



Legame costitutivo acciaio

### 15.1.4 Acciaio ordinario per elementi in c.a. e c.a.p. Tipo B450C

Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} \geq 450$
Tensione caratteristica di rottura	$f_t \geq 540$
	$(f_t/f_y)_k \geq 1,15$
	$< 1,35$
	$(f_y/f_{ynom})_k \leq 1,25$
Allungamento A5 %	$(A_{gt})_k \geq 7,5$

### 15.1.5 Acciaio ordinario per elementi in c.a. e c.a.p. Tipo B450A

Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} \geq 450$
Tensione caratteristica di rottura	$f_t \geq 540$
	$(f_t/f_y)_k \geq 1,05$
	$(f_y/f_{ynom})_k \leq 1,25$

Allungamento A5 %

$$(A_{gt})_k \geq 2,5$$

### 15.1.6 Rete elettrosaldata per elementi in c.a. e c.a.p.

Per le reti e i tralicci elettrosaldati si utilizzeranno gli acciai tipo B450C e B450A le cui caratteristiche sono riassunte nei paragrafi precedenti.

## 16. Terreno di fondazione

Il terreno è considerato a comportamento elastico lineare.

Con un coefficiente di sottofondo pari a:

$$K_w = 20,0 \text{ N/cm}^3$$

## 17. Rappresentatività del modello

La rappresentatività dei risultati ottenuti è in primo luogo assicurata dal metodo adottato che è il Metodo degli Elementi Finiti che non richiede delle significative semplificazioni del modello strutturale. Tale metodo ha permesso infatti di rappresentare tutte le particolarità strutturali con l'opportuna adeguatezza. Tra queste, citando solo le principali, gli impalcati rigidi nel proprio piano, la connessione di dimensioni finite tra elementi, l'interazione con il suolo, la distribuzione delle masse, i vincoli e le disconnessioni di vincolo tra elementi. In questa struttura non vi sono variazioni di stato nel tempo o per fasi costruttive e quindi si è adottato un unico modello benché il programma di calcolo adottato avrebbe facilmente permesso di considerare fasi evolutive della struttura. Il modello strutturale utilizzato corrisponde inoltre alle concezioni e alle esigenze di analisi in quanto il programma di calcolo adottato per trattarlo, consente una completa verifica e diagnosi sul modello stesso di elementi finiti non avendo fasi intermedi di automazione che possano rendere poco identificabile il modello adottato.

## 18. Metodologie di analisi

### 18.1 Modello Matematico

Si è impiegato un modello matematico basato sulla teoria del Metodo degli Elementi Finiti che è attualmente il metodo più affidabile e generale possibile e garantisce, anche in presenza di particolarità sia geometriche che strutturali, una modellazione sempre adeguata.

I principali elementi finiti impiegati sono, per le travi e i pilastri, l'elemento Trave secondo la teoria di Eulero-Bernoulli, con rigidezza anche per il taglio e possibilità di disconnessioni e di tratti rigidi a gli estremi.

Come elementi bidimensionali si sono impiegati elementi lastra-piastra a 6 gradi di libertà per nodo. La rigidezza anche per la rotazione nel piano dell'elemento ("drilling") garantisce la corretta connessione di questi elementi agli elementi Trave.

Per gli elementi di fondazione si sono usati elementi su "molle" o "letti di molle" a rigidezza elastica lineare.

Per la modellazione dei piani rigidi si è usato il metodo "master-slave" che consente di imporre relazioni cinematiche tra i gradi di libertà.

Il solutore usato è un solutore "in core" per matrici sparse ad alte prestazioni. Per l'analisi modale si è impiegato il "subspace iteration method".

Per l'analisi sismica si è impiegata la tecnica dello Spettro di Risposta con sovrapposizione modale CQC





(Complete Quadratic Combination) considerando gli smorzamenti assegnati.

## 18.2 Modello strutturale

La rigidezza degli elementi strutturali può essere valutata, per tener conto degli effetti della fessurazione, con rigidezza flessionale e a taglio fino alla metà di quella degli elementi integri. Nel caso in esame si ritiene di non tener conto della fessurazione degli elementi (DM17/01/2018,§7.2.6) e quindi si è assegnata la rigidezza nominale.

Gli impalcati sono stati considerati rigidi nel proprio piano e sono stati modellati imponendo dipendenze cinematiche tra i gradi di libertà dei nodi del piano.

Per quanto attiene la distribuzione accidentale delle masse, si è imposto un momento torcente di piano valutato in base a una distribuzione delle forze di piano proporzionali al primo modo, agente con l'eccentricità prevista da normativa.

La interazione con il suolo si è considerata tramite elementi "molla", o "letto di molle", a rigidezza elastica lineare a rappresentare la reazione del terreno secondo il modello di Winkler. La rigidezza adottata è descritta nel paragrafo inerente i legami costitutivi.

Poiché la struttura è da classificarsi "regolare" secondo normativa (DM17/01/2018,§7.2.2), si è impiegata un'analisi statica lineare, e una analisi modale seguita da un'analisi con il metodo dello spettro di risposta. I parametri dell'analisi dinamica e gli spettri di risposta adottati sono descritti nel capitolo inerente le azioni sulla struttura.

## 18.3 Analisi condotta con ausilio di elaboratore

L'analisi verrà condotta con l'ausilio dell'elaboratore tramite il programma di calcolo con il Metodo degli Elementi Finiti che non richiede delle significative semplificazioni del modello strutturale.

## 18.4 Metodologie progetto e verifica delle membrature strutturali

Il progetto e la verifica delle membrature strutturali attiene, in questo caso, a travi e pilastri in calcestruzzo armato. Poiché è indispensabile considerare sollecitazioni composte (presso-tenso-flessione deviata, taglio deviato, ecc.) in quanto sicuramente esistenti nella realtà ma comunque perfettamente analizzate con il Metodo degli Elementi Finiti, la verifica delle sezioni avviene tramite un metodo di analisi non lineare della sezione che consiste, brevemente, nell'assumere come incogniti i valori di deformazione generalizzata dei tre gradi di libertà della sezione e risolvere il problema non lineare formulato tramite un integrale di Green al contorno condotto per via numerica. Anche il problema del "taglio deviato" viene risolto per via numerica tramite una integrazione sulla variazione del momento flettente secondo la formulazione di Cholewsky. Questi metodi, avendo una formulazione matematica rigorosa, consentono di tenere in considerazione qualsiasi legame costitutivo dei materiali e quindi sono particolarmente indicati per legami costitutivi non lineari come nel caso delle verifiche con il metodo degli stati limite. Infatti non introducono limitazioni del tipo dello "stress block" o simili ma impiegano i veri legami costitutivi assegnati. Il progetto delle armature avviene tramite un processo iterativo di verifica di disposizioni ottimali. Pertanto il metodo impiegato conduce a soluzioni sicuramente affidabili per strutture con qualsiasi geometria di sezione comunque sollecitate e disposte nello spazio tridimensionale senza porre limiti aprioristici che sarebbero difficilmente controllabili. Gli algoritmi impiegati non operano semplificazioni quali la sovrapposizione di flessioni rette per approssimare una presso flessione deviata e sono pertanto particolarmente affidabili. Poiché, come detto, tutti gli algoritmi di verifica e progetto sono basati su metodo non lineari, ogni altra verifica (fessurazione, tensioni di esercizio, interazione, duttilità etc.) sono particolarmente affidabili.

Nel seguito saranno proposti, come documentazione sintetica dei risultati, i risultati delle verifiche sia rappresentati a mappe di livelli di colore che con i valori numerici relativi a sezioni significative. In considerazione della estrema generalità degli algoritmi adottati, non vi è motivo di ritenere che i risultati esposti qui a campione non siano estendibili con la stessa sicurezza a tutta la struttura e che le rappresentazioni sintetiche a mappe di colore non siano altrettanto valide che quelle esposte per valori numerici.

## 19. Presentazione dei risultati delle analisi

### 19.1 Risultati dell'analisi modale

Sulla struttura in esame è stata eseguita l'analisi modale. L'analisi modale consiste nel determinare le frequenze e modi propri di vibrare di un sistema a più gradi di libertà. Siano  $k$  e  $m$  rispettivamente le matrici di rigidezza e di massa della struttura da analizzare. Se si indica con  $\omega_n$  e  $\phi_n$  rispettivamente frequenze e modi propri di vibrare, si può scrivere la relazione che ci fornisce la dinamica delle strutture che lega le grandezze appena citate:

$$[k - \omega_n^2 m] \phi_n = 0$$

Chiaramente  $k$  e  $m$  sono termini noti in quanto ricavati a priori dalle caratteristiche del sistema strutturale,  $\omega_n$  e  $\phi_n$  sono incognite. La precedente espressione può essere riscritta nel seguente modo:

$$k \phi_n = \omega_n^2 m \phi_n$$

questo rappresenta un problema agli autovalori e autovettori generalizzato e può essere ricondotto nella forma standard semplicemente premoltiplicando per la matrice inversa di  $m$

$$m^{-1} k \phi_n = \omega_n^2 \phi_n$$

La forma standard del problema è:

$$A \phi = \lambda \phi$$

L'analisi modale, quindi, consiste nella risoluzione di un problema di autovalori e autovettori.

### 19.2 Duttilità e capacità di spostamento

Questa condizione è soddisfatta in quanto sono state applicate le regole specifiche di progettazione relative agli edifici in cemento armato.

Il valore di duttilità della sezione dipende dal piano di sollecitazione considerato. Quindi si hanno infiniti valori. Il valore rappresentato è invece unico in quanto si rappresenta il valore più significativo per il progetto e cioè quello corrispondente al piano di sollecitazione di progetto che è dato dalla direzione della componente dei momenti flettenti e che può essere diverso in ogni sezione. Il calcolo viene effettuato per TUTTE le combinazioni di progetto e viene esposto il valore di duttilità MINORE (il valore maggiore nella scala). Si tiene ovviamente conto della forza assiale che ha una forte influenza sulla duttilità.

### 19.3 Verifica del rapporto di resistenza del nodo



In caso di sisma è opportuno ridurre la possibilità che si formino cerniere plastiche nei pilastri. Il pilastro deve quindi avere un momento ultimo paragonabile a quello della somma dei momenti ultimi delle travi che al pilastro sono collegate. Questa condizione viene verificata per i due piani locali del sistema di riferimento del pilastro ( $xy$  e  $xz$ ) e per i due versi di rotazione del nodo (+ e -) e cioè per le due direzioni di applicazione dell'azione sismica.

Si noti che l'Eurocodice 8 impiega questo criterio come un criterio progettuale ricavando un fattore  $a$  di "amplificazione" del momento di progetto del pilastro  $M_{dp}$  inteso come  $a = S_{Mut} / M_{dp}$  dove  $S_{Mut}$  è la somma dei momenti plastici delle travi. Ne risulta che il momento ultimo del pilastro deve essere pertanto almeno pari a quello della somma dei momenti ultimi delle travi moltiplicato per  $a$ .

Quindi questa verifica consente di valutare il valore del rapporto  $a$ .

Nella figura che segue:

il colore rosso indica che nel nodo  $a < 1,2$

il colore blu indica che il nodo non è ammissibile per la verifica

il colore verde che  $a > 1,2$

## 19.4 Limiti e criteri geometrici

Vi sono alcune limitazioni sulle caratteristiche geometriche al tipo di giunto che può essere verificato. Se tali caratteristiche non sono presenti, la verifica non ha luogo e viene stampato un avviso di tale evenienza.

Le caratteristiche geometriche necessarie sono le seguenti.

- Nel giunto deve concorrere almeno una colonna ovvero un elemento subverticale (+/- 10 rispetto all'asse globale  $z$ ).
- Il riferimento locale di tale elemento è assunto come sistema di riferimento
- Gli altri elementi concorrenti nel nodo devono essere subparalleli (+/- 10 ) ad uno degli assi del riferimento di verifica.
- Gli elementi concorrenti nel giunto devono anche essere orientati in modo che la loro terna locale sia allineata, per multipli di angolo retto, con il sistema di riferimento di verifica. Non sono accettati, cioè, elementi con arbitraria rotazione intorno al proprio asse.
- Gli elementi, classificati secondo l'appartenenza ai piani del sistema di verifica, contribuiscono a formare le sommatorie dei momenti ultimi suddivise per i due piani di verifica. E cioè, si ripete, i piani locali  $xy$  ed  $xz$  del sistema di riferimento della colonna.

## 19.5 Criteri di valutazione dei momenti ultimi

Le sommatorie dei momenti ultimi vengono effettuate separatamente per colonne e per travi curando che i momenti nelle colonne siano di segno opposto a quelli delle travi. Le sommatorie vengono effettuate per i due versi di rotazione dei momenti. Vengono effettuate due distinte verifiche nei due piani locali  $xy$  e  $xz$  del sistema di riferimento di verifica. Nel caso delle colonne viene considerata la forza assiale per tutte le combinazioni di carico di progetto e viene considerato il momento ultimo minimo tra tutte le combinazioni. Nel caso delle travi la forza assiale non viene considerata. I momenti ultimi si calcolano con i valori di resistenza di progetto e cioè con i valori di resistenza nominali ridotti dei coefficienti di sicurezza parziale o dei fattori di riduzione di resistenza.

## 19.6 Metodo di calcolo

In caso di azione sismica, è opportuno provvedere affinché non si verifichi una rottura per taglio prima che si siano formate delle cerniere plastiche agli estremi della trave. Pertanto il taglio di progetto è stato valutato tenendo in conto la formazione di cerniere plastiche agli estremi della trave dovute agli effetti combinati dello spostamento laterale dovuto all'azione sismica e dei carichi.

I carichi che contribuiscono a formare le cerniere plastiche formano una speciale combinazione di carico che deve essere appositamente assegnata dall'operatore. Tale combinazione coinvolge solo i carichi "gravitazionali". Le condizioni di carico quindi che entrano a far parte di questa combinazione saranno solo quelle assegnate come "gravitazionali" insieme all'assegnazione dei tipi di carico.

Detti:

$V_{left}$  taglio a sinistra per effetto della combinazione dei carichi assegnata  
 $V_{right}$  taglio a destra per effetto della combinazione dei carichi assegnata  
 $M_{left1}$  momento plastico all'estremità di sinistra per effetto di uno sbandamento a sinistra  
 $M_{left2}$  momento plastico all'estremità di sinistra per effetto di uno sbandamento a destra  
 $M_{right1}$  momento plastico all'estremità di destra per effetto di uno sbandamento a sinistra  
 $M_{right2}$  momento plastico all'estremità di destra per effetto di uno sbandamento a destra  
 $L$  lunghezza di calcolo dell'elemento

Per uno sbandamento a sinistra si avranno i seguenti valori di taglio ad entrambe le estremità:

$$V_1 = -\gamma ( | M_{left1} | + | M_{right1} | ) / L$$

Per uno sbandamento a destra si avranno i seguenti valori di taglio ad entrambe le estremità:

$$V_2 = \gamma ( | M_{left2} | + | M_{right2} | ) / L$$

Si avranno quindi i seguenti valori di taglio di progetto:

Alla sezione di sinistra:

$$V_{left1} = V_{left} + V_1$$

$$V_{left2} = V_{left} + V_2$$

Alla sezione di destra:

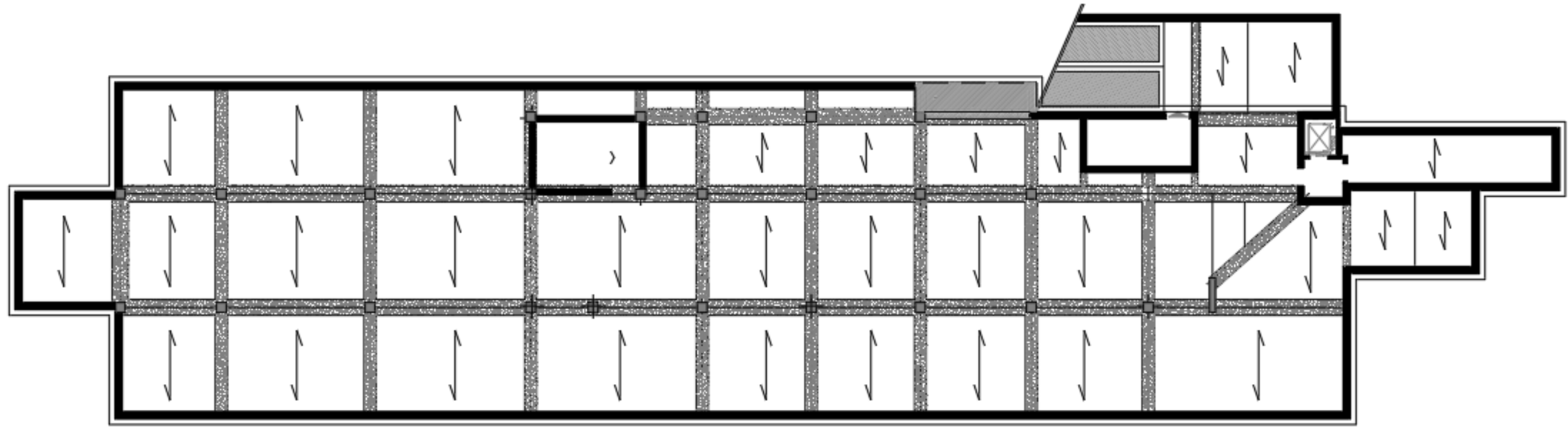
$$V_{right1} = V_{right} + V_1$$

$$V_{right2} = V_{right} + V_2$$

Questi valori, interpolati linearmente lungo l'elemento, vengono aggiunti al valore del taglio dovuto alle normali combinazioni di carico di progetto. Il coefficiente  $\gamma$  viene usato come moltiplicatore della resistenza ed è pari  $\gamma = 1,2$

## 20. Presentazione degli elaborati principali

SOLAIO PIANO INTERRATO



SOLAIO TIPICO

