

**COMUNE DI TORINO**

**PROGETTO DI UN FABBRICATO PER CIVILE ABITAZIONE**

**RELAZIONE ILLUSTRATIVA**

In conformità al paragrafo 10.1 del D.M. 14.01.2008 e relativa CIRCOLARE N. 617/09

***Committenti***  
**Sig. Bianchi**

***Progettista strutturale***  
**Ing. Rossi**

***Progettista architettonico***  
**Arch. Rossi**

27/03/2017

Progetto eseguito con l'ausilio del software di calcolo DOLMEN





## **RELAZIONE ILLUSTRATIVA**

### **INDICE**

- 1 - DESCRIZIONE DELLE OPERE
  - 1.1 - UBICAZIONE
- 2 - NORMATIVA DI RIFERIMENTO
- 3 - FONDAZIONI
  - 3.1 - STRATIGRAFIA DELL'AREA IN ESAME
  - 3.2 - PROVE IN SITO
  - 3.3 - DESCRIZIONE DELLA FONDAZIONE
- 4 - CRITERI DI PROGETTAZIONE E MODELLAZIONE
  - 4.1 - STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA
  - 4.2 - STATO LIMITE DI DANNO
  - 4.3 - STATI LIMITE DI ESERCIZIO
  - 4.4 - VERIFICHE STRUTTURALI E GEOTECNICHE
- 5 - AZIONI SULLE STRUTTURE
  - 5.1 - CONDIZIONI ELEMENTARI DI CARICO
  - 5.2 - ANALISI DEI CARICHI
  - 5.3 - CONDIZIONI E CASI DI CARICO
- 6 - ANALISI DEL COMPORTAMENTO DELLE STRUTTURE
  - 6.1 - SISTEMI DI RIFERIMENTO
  - 6.2 - SOLLECITAZIONI DI SFORZO NORMALE
  - 6.3 - SOLLECITAZIONI DI TAGLIO Y
  - 6.4 - SOLLECITAZIONI DI TAGLIO Z
  - 6.5 - SOLLECITAZIONI DI MOMENTO FLETTENTE Y
  - 6.6 - SOLLECITAZIONI DI MOMENTO FLETTENTE Z
  - 6.7 - SPOSTAMENTI IN DIREZIONE X (SLU)
  - 6.8 - SPOSTAMENTI IN DIREZIONE Y (SLU)
- 7 - VERIFICA GERARCHIA DELLE RESISTENZE
- 8 - RISULTATI
- 9 - INFORMAZIONI SUL SOFTWARE

## **1 - DESCRIZIONE DELLE OPERE**

La struttura è in calcestruzzo armato, a telaio spaziale con solai in latero cemento. Lo scheletro portante è costituito da:

- Pilastri: Elementi con una dimensione prevalente, in genere posizionati verticalmente tra due piani differenti sottoposti a presso flessione deviata e taglio biassiale;
- Travi: Elementi con una dimensione prevalente, in genere posizionati orizzontalmente ed appartenenti ad un solo piano e sottoposti a flessione semplice e taglio;
- Platea di fondazione: Elemento con le due dimensioni prevalenti ed equiparabili (X e Y), ipotizzata su suolo elastico e sottoposta a flessione nonché a sforzo normale e taglio provenienti dai pilastri costituenti insieme alle travi, la normale ossatura del fabbricato a cui si possono aggiungere gli eventuali momenti trasmessi dai pilastri;
- Solai: Elementi in C.A.P. costituiti da travetti e pignatte. Questi vengono definiti infinitamente rigidi nel loro piano.

La struttura è stata schematizzata escludendo il contributo degli elementi aventi rigidezza e resistenza trascurabili a fronte dei principali. È quindi stata considerata l'orditura a telaio tridimensionale, i solai ed i setti verticali ad elevata rigidezza (vano ascensore, setti in cls).

L'intervento si classifica come nuova realizzazione in zona sismica.

Il calcolo delle strutture sarà effettuato tenendo conto che si tratta di un edificio per civili abitazioni così come definito dal D.M. 14 gennaio 2008 - Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni, per cui il progetto è stato sviluppato in conformità alle prescrizioni in esso contenute.

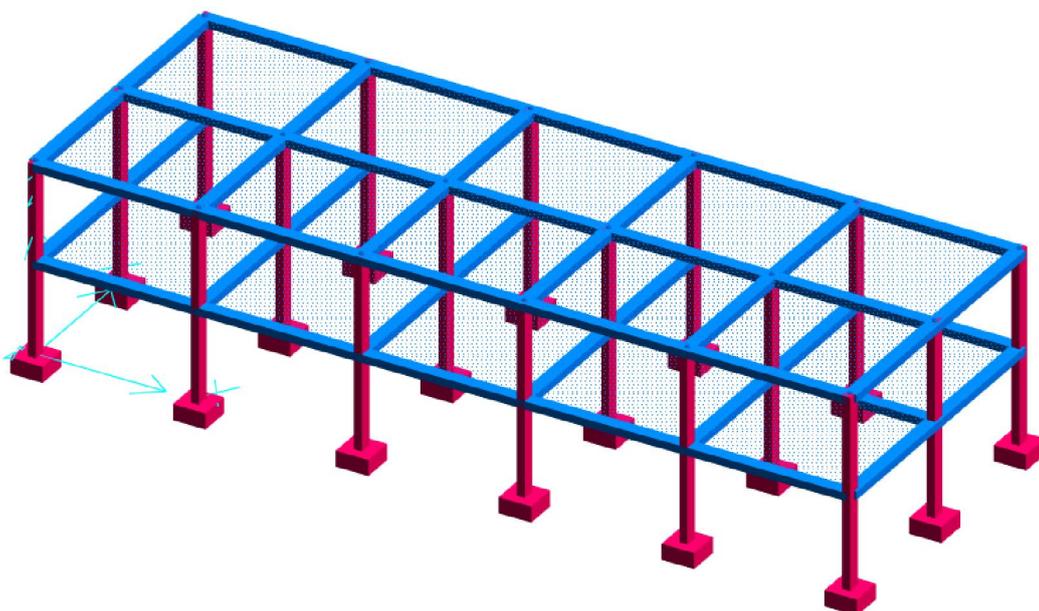
L'edificio viene progettato per:

Vita Nominale 50 anni

Classe d'Uso II

### **Vista assonometrica globale della struttura (con ingombri)**

Assonometria : 30, 30



*Vista assonometrica della struttura.*

### **1.1 - UBICAZIONE**

L'edificio oggetto del presente progetto strutturale sarà ubicato nel comune di Torino.



*Vista della zona di ubicazione dell'opera*

## **2 - NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

I criteri di progettazione, dimensionamento e verifica sono conformi alle seguenti direttive.

### **LEGGI, DECRETI E CIRCOLARI**

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.*

Circ. M. n. 11951 del 14/02/1974

*Istruzioni per le applicazioni della legge n. 1086.*

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

D.M. Infrastrutture Trasporti 14 gennaio 2008 (G.U. 4 febbraio 2008 n. 29 - Suppl. Ord.)

*Norme Tecniche per le Costruzioni.*

Circolare 2 febbraio 2009 n. 617 del Ministero delle Infrastrutture e Trasporti (G.U. 26 febbraio 2009 n. 27 - Suppl. Ord.)

*Istruzioni per l'applicazione delle 'Norme Tecniche delle Costruzioni' di cui al D.M. 14 gennaio 2008.*

D.P.R. 6 giugno 2001 n. 380

*Testo unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia edilizia.*

### **NORME NAZIONALI**

Inoltre, in mancanza di specifiche indicazioni, ad integrazione della norma precedente e per quanto con esse non in contrasto, sono state utilizzate le indicazioni contenute nella

UNI EN 206-1/2001 - *Calcestruzzo, prestazione produzione e conformità.*

### **NORME EUROPEE**

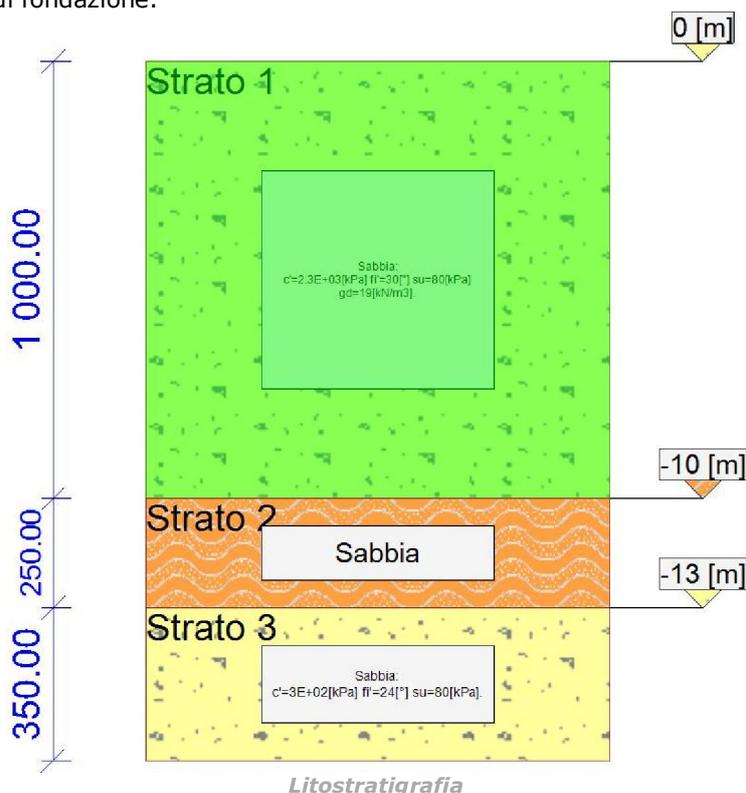
Conformemente a quanto previsto dal paragrafo 12 del D.M. 14 gennaio 2008 si sono considerati anche i seguenti riferimenti tecnici che si intendono coerenti con i principi del D.M. stesso:

EUROCODICI da 1 a 8, nella forma internazionale EN.

### 3 - FONDAZIONI

#### 3.1 - STRATIGRAFIA DELL'AREA IN ESAME

Si riportano di seguito informazioni relative alla stratigrafia del sito su cui sorgerà l'opera. I parametri caratteristici sotto elencati saranno utili per i successivi calcoli finalizzati alla conoscenza della resistenza del terreno di fondazione.



Num	Descrizione	$\gamma_d$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\phi'$ [°]	$c'$ [kPa]	$C_u$ [kPa]	quota [m]
1	Sabbia	19	30	2300	80	0
2	Sabbia	-	-	-	-	-10
3	Sabbia	-	24	300	80	-12.5

#### LEGENDA

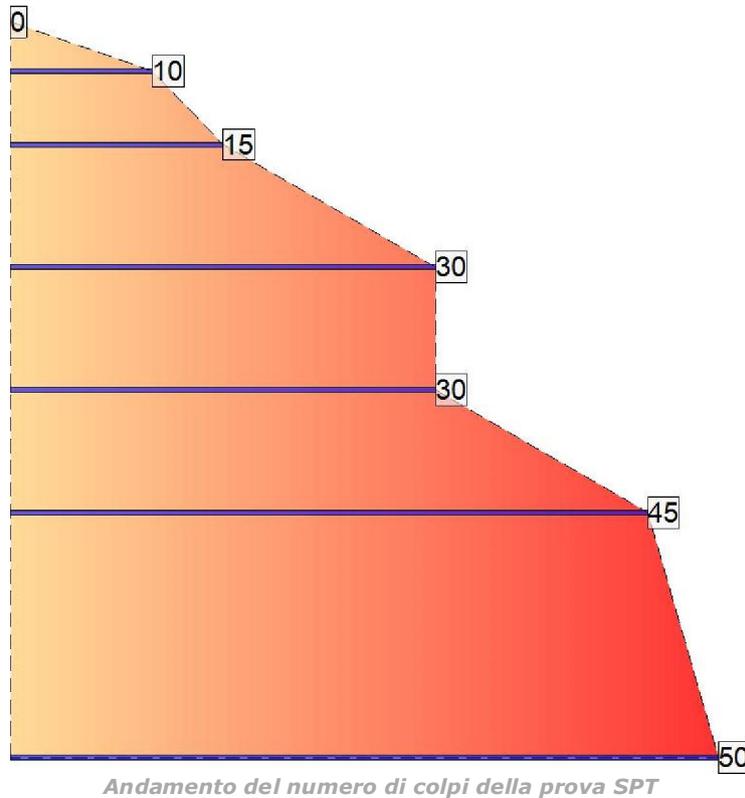
$\gamma_d$  : peso di volume secco  
 $\phi'$  : angolo di resistenza a taglio  
 $c'$  : coesione efficace  
 $C_u$  : resistenza a taglio non drenata

#### 3.2 - PROVE IN SITO

##### Prova SPT

La prova S.P.T. consiste nell'infiggere a percussione nel terreno un campionatore di dimensioni e forma normalizzate, facendolo cadere da un'altezza prestabilita. Si conta il numero di colpi (N1, N2 e N3)

necessario per fare penetrare il maglio lungo tre tratti successivi. Il primo valore  $N_1$  è considerato di avviamento e se è pari a 50 e l'avanzamento è minore di 15 cm indica che bisogna considerare la prova conclusa. In caso contrario si prosegue con l'infissione per un tratto pari a 30 cm, contando separatamente il numero per avanzare nei primi 15 cm ( $N_2$ ) e nei secondi 15 cm ( $N_3$ ), purché insieme non siano superiori a 100. Se  $N_2 + N_3$  è pari a 100 e non si raggiunge l'avanzamento richiesto, l'infissione è sospesa e la prova è considerata conclusa. La somma di  $N_2$  e  $N_3$ , chiamata  $N_{SPT}$ , è il parametro che serve per valutare la resistenza del terreno.  $N_1$ , invece, non è considerato perché si riferisce ad un tratto in cui il terreno potrebbe essere rimaneggiato e non più rappresentativo delle reali condizioni del sito. Per le caratteristiche standardizzate della prova è bene riferirsi al documento dell'Associazione Geotecnica Italiana *Raccomandazioni per le indagini geotecniche*, 1977.



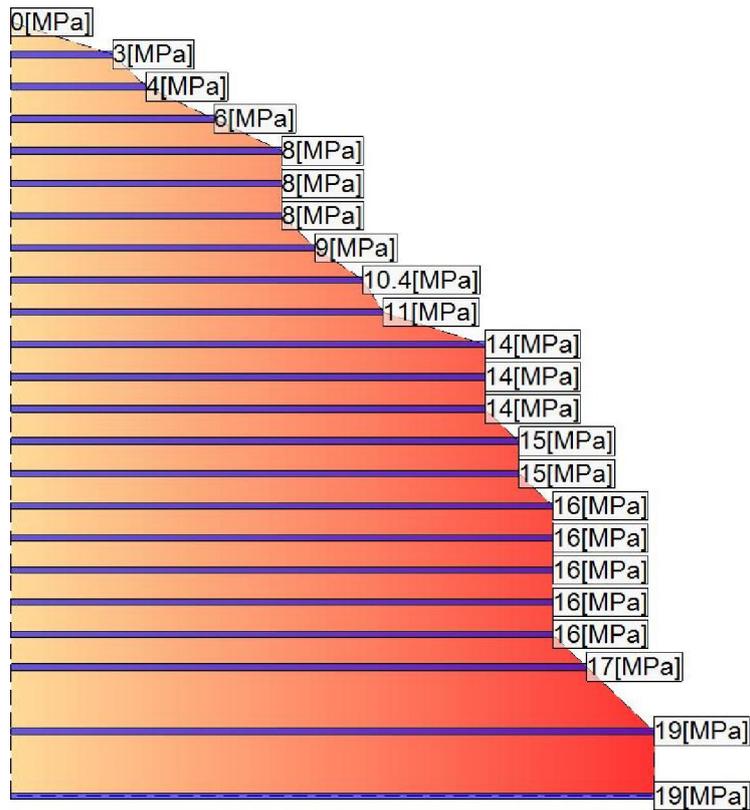
Num	quota [m]	$N_{SPT}$
1	0.0	0.0
2	-1.0	10.0
3	-2.5	15.0
4	-5.0	30.0
5	-7.5	30.0
6	-10.0	45.0
7	-15.0	50.0

**LEGENDA**

$N_{SPT}$  : numero di colpi (indice resistenza a penetrazione)

**Prova CPT**

La prova penetrometrica statica consiste nell'infiggere verticalmente nel terreno una punta conica di dimensioni normalizzate, misurando in continuo o ad intervalli regolari la resistenza alla penetrazione. La strumentazione deve essere in grado di misurare la forza assiale agente sul cono  $Q_C$  e la forza di attrito  $F_S$ . Dividendo la  $Q_C$  per l'area della proiezione inferiore del cono  $A_C$ , si ottiene la resistenza alla punta  $q_C$ . Dividendo, invece, la  $F_S$  che agisce sul manicotto per la superficie del manicotto  $A_S$  si ricava la resistenza per attrito laterale  $f_S$ .



Num	quota [m]	q <sub>c</sub> [MPa]	f <sub>s</sub> [MPa]
1	0	0	0
2	-0.5	3	0.3
3	-1	4	0.4
4	-1.5	6	0.6
5	-2	8	0.8
6	-2.5	8	0.8
7	-3	8	0.8
8	-3.5	9	0.9
9	-4	10.4	1
10	-4.5	11	1.1
11	-5	14	1.4
12	-5.5	14	1.4
13	-6	14	1.4
14	-6.5	15	1.5
15	-7	15	1.5
16	-7.5	16	1.6
17	-8	16	1.6
18	-8.5	16	1.6
19	-9	16	1.6
20	-9.5	16	1.6
21	-10	17	1.7
22	-11	19	1.9
23	-12	19	1.9

**LEGENDA**

q<sub>c</sub> : resistenza alla punta  
 f<sub>s</sub> : attrito laterale

**3.3 - DESCRIZIONE DELLA FONDAZIONE**

La fondazione, a platea in c.a. dello spessore di 40 cm, ha forma rettangolare, con un lato di 11 m e l'altro

lato di 25 m. Il piano di posa si trova alla quota  $z = -1$  m, dallo 0.00 di riferimento. Si considera la presenza di uno strato di calcestruzzo magro dello spessore medio di circa 20 cm ad una quota di -0.8 m dallo 0.00 di riferimento. Il piano di posa è orizzontale. Sono previsti micropali sul confine tra lo scavo e la strada.

## 4 - CRITERI DI PROGETTAZIONE E MODELLAZIONE

Il progetto e la verifica degli elementi strutturali seguono il metodo semiprobabilistico agli Stati Limite. La struttura è modellata con il metodo degli elementi finiti, applicato a sistemi tridimensionali. Gli elementi utilizzati sono sia monodimensionali (trave con eventuali sconnessioni interne), che bidimensionali (piastre e membrane triangolari e quadrangolari). I vincoli sono considerati puntuali ed inseriti tramite le sei costanti di rigidezza elastica, oppure come elementi asta poggianti su suolo elastico). Le sezioni oggetto di verifica nelle travi sono stampate a passo costante; dei gusci si conoscono le sollecitazioni nel baricentro dell'elemento stesso.

Le condizioni elementari di carico vengono cumulate secondo combinazioni di carico tali da risultare le più sfavorevoli ai fini delle singole verifiche, determinando quindi le azioni di calcolo da utilizzare per il progetto.

Gli Stati Limite definiti al paragrafo 3.2.1 del *D.M. 14 gennaio 2008*, indicati nella tabella 3.2.1 - probabilità di superamento  $P_{VR}$  al variare dello stato limite considerato, sono:

- Stati Limite Ultimi SLV di salvaguardia della vita;
- Stati Limite di Esercizio SLD.

Quelli definiti al paragrafo 2.5.3, Stati Limite di Esercizio SLE sono definiti dalle combinazioni: rara, frequente e quasi permanente.

I calcoli e le verifiche sono condotti con il metodo semiprobabilistico agli Stati Limite secondo le indicazioni del *D.M. 14 gennaio 2008*. I carichi agenti sui solai, derivanti dall'analisi dei carichi, vengono ripartiti dal programma di calcolo in modo automatico sulle membrature (travi, pilastri, pareti, solette, platee, etc.). I carichi dovuti ai tamponamenti, sia sulle travi di fondazione che su quelle di piano, sono schematizzati come carichi lineari agenti esclusivamente sulle aste. Su tutti gli elementi strutturali è inoltre possibile applicare direttamente ulteriori azioni concentrate e/o distribuite (variabili con legge lineare ed agenti lungo tutta l'asta o su tratti limitati di essa). Le azioni introdotte direttamente sono combinate con le altre (carichi permanenti, accidentali e sisma) mediante le combinazioni di carico di seguito descritte; da esse si ottengono i valori probabilistici da impiegare successivamente nelle verifiche.

### 4.1 - STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA

Le azioni sulla costruzione sono state cumulate in modo da determinare condizioni di carico tali da risultare più sfavorevoli ai fini delle singole verifiche, tenendo conto della probabilità ridotta di intervento simultaneo di tutte le azioni con i rispettivi valori più sfavorevoli, come consentito dalle norme vigenti.

Per gli Stati Limite Ultimi sono state adottate le combinazioni del tipo:

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

dove:

- $G_1$  Peso proprio di tutti gli elementi strutturali; peso proprio del terreno, quando pertinente;  
Forze indotte dal terreno (esclusi gli effetti di carichi variabili applicati al terreno);  
Forze risultanti dalla pressione dell'acqua (quando si configurino costanti nel tempo);
- $G_2$  Peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;
- $P$  Azioni di pretensione e precompressione;
- $Q$  Azioni sulla struttura o sull'elemento strutturale con valori istantanei che possono risultare sensibilmente diversi fra loro nel tempo;  
di lunga durata: agiscono con un'intensità significativa, anche non continuativamente, per un tempo non trascurabile rispetto alla vita nominale della struttura;  
di breve durata: azioni che agiscono per un periodo di tempo breve rispetto alla vita nominale della struttura;
- $Q_{ki}$  Valore caratteristico dell'azione variabile i-esima.
- $\gamma$  Coefficienti parziali come definiti nella tabella 2.6.I del *D.M. 14 gennaio 2008*;
- $\psi_{0i}$  Coefficienti di combinazione per tenere conto della ridotta probabilità di concomitanza delle azioni

variabili con i rispettivi valori caratteristici.

Le combinazioni risultanti sono state costruite a partire dalle sollecitazioni caratteristiche calcolate per ogni condizione di carico elementare: ciascuna condizione di carico accidentale, a rotazione, è stata considerata sollecitazione di base ( $Q_{ki}$  nella formula precedente).

I coefficienti relativi a tali combinazioni di carico sono riportati negli allegati tabulati di calcolo.

In zona sismica, oltre alle sollecitazioni derivanti dalle generiche condizioni di carico statiche, devono essere considerate anche le sollecitazioni derivanti dal sisma. L'azione sismica è stata combinata con le altre azioni secondo la seguente relazione:

$$G_1 + G_2 + P + E + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

dove:

E Azione sismica per lo Stato Limite e per la classe di importanza in esame;

$G_1$  Peso proprio di tutti gli elementi strutturali;

$G_2$  Peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;

P Azione di pretensione e precompressione;

$\psi_{2i}$  Coefficienti di combinazione per tenere conto della ridotta probabilità di concomitanza delle azioni variabili

$Q_{ki}$  Valore caratteristico dell'azione variabile i-esima.

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

$$G_K + \sum_i (\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$$

I valori dei coefficienti  $\psi_{2i}$  sono contenuti nella seguente tabella:

Azione	$\psi_{0i}$	$\psi_{1i}$	$\psi_{2i}$
Categoria A – Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B – Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C – Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D – Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E – Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F – Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso $\leq 30$ kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G – Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso $> 30$ kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H – Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota $\leq 1000$ 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

## 4.2 - STATO LIMITE DI DANNO

L'azione sismica è stata combinata con le altre azioni mediante una relazione del tutto analoga alla precedente:

$$G_1 + G_2 + P + E + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

dove:

E Azione sismica per lo Stato Limite e per la classe di importanza in esame;

$G_1$  Peso proprio di tutti gli elementi strutturali;

- $G_2$  Peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;  
 $P$  Azione di pretensione e precompressione;  
 $\psi_{2i}$  Coefficienti di combinazione per tenere conto della ridotta probabilità di concomitanza delle azioni variabili  
 $Q_{ki}$  Valore caratteristico dell'azione variabile i-esima.

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

$$G_K + \sum_i (\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$$

I valori dei coefficienti  $\psi_{2i}$  sono contenuti nella tabella già riportata per lo SLV.

### 4.3 - STATI LIMITE DI ESERCIZIO

Per le verifiche allo Stato Limite di Esercizio, a seconda dei casi, si fa riferimento alle seguenti combinazioni di carico:

combinazione rara

$$F_d = \sum_{j=1}^m (G_{Kj}) + Q_{k1} + \sum_{i=2}^n (\psi_{0i} \cdot Q_{ki}) + \sum_{h=1}^l (P_{kh})$$

combinazione frequente

$$F_d = \sum_{j=1}^m (G_{Kj}) + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum_{i=2}^n (\psi_{2i} \cdot Q_{ki}) + \sum_{h=1}^l (P_{kh})$$

combinazione quasi permanente

$$F_d = \sum_{j=1}^m (G_{Kj}) + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \sum_{i=2}^n (\psi_{2i} \cdot Q_{ki}) + \sum_{h=1}^l (P_{kh})$$

dove:

- $G_{Kj}$  Valore caratteristico della j-esima azione permanente;  
 $P_{kh}$  Valore caratteristico della h-esima azione di pretensione o precompressione;  
 $Q_{k1}$  Valore caratteristico dell'azione variabile di base di ogni combinazione;  
 $Q_{ki}$  Valore caratteristico dell'azione variabile i-esima.  
 $\psi_{0i}$  Coefficiente atto a definire i valori delle azioni ammissibili di durata breve ma ancora significativi nei riguardi della possibile concomitanza con altre azioni variabili;  
 $\psi_{1i}$  Coefficiente atto a definire i valori delle azioni ammissibili ai frattili di ordine 0.95 delle distribuzioni dei valori istantanei;  
 $\psi_{2i}$  Coefficiente atto a definire i valori quasi permanenti delle azioni ammissibili ai valori medi delle distribuzioni dei valori istantanei.

I valori dei coefficienti  $\psi_{0i}$   $\psi_{1i}$   $\psi_{2i}$  sono contenuti nella tabella già riportata per lo SLV.

In maniera analoga a quanto illustrato nel caso dello SLU le combinazioni risultanti sono state costruite a partire dalle sollecitazioni caratteristiche calcolate per ogni condizione di carico; a turno ogni condizione di carico accidentale è stata considerata sollecitazione di base, dando con ciò origine a tanti valori combinati. Per ognuna delle combinazioni ottenute, in funzione dell'elemento (trave, pilastro, etc.), sono state effettuate le verifiche allo SLE (tensioni, deformazione e fessurazione).

### 4.4 - VERIFICHE STRUTTURALI E GEOTECNICHE

Le verifiche strutturali e geotecniche presenti, come definite al punto 2.6.1 del *D.M. 14 gennaio 2008*, sono state effettuate con l'Approccio 2 come definito al citato punto.

## 5 - AZIONI SULLE STRUTTURE

### 5.1 - CONDIZIONI ELEMENTARI DI CARICO

Le condizioni elementari di carico sono: peso proprio, carichi permanenti, carichi accidentali, coazioni e sisma.

Il sisma di progetto corrisponde a quanto previsto dal *D.M. 14 gennaio 2008*.

L'ampiezza dello spettro di risposta è ricavato dai dati ufficiali della micro-zonizzazione, come sopra già riportato.

In accordo con le sopracitate normative, sono state considerate nei calcoli le seguenti azioni:

- pesi propri strutturali;
- carichi permanenti portati dalla struttura;
- carichi variabili;
- forze simulanti il sisma, ricavate tramite analisi statica semplificata o dinamica.

Le condizioni ed i casi di carico prese in conto nel calcolo sono specificate nei seguenti paragrafi.

## 5.2 - ANALISI DEI CARICHI

Le azioni sono state modellate tramite opportuni carichi concentrati e distribuiti su nodi ed aste.

I pesi propri degli elementi strutturali inseriti nei modelli di calcolo sono autodeterminati dal programma, in funzione delle dimensioni e del peso specifico del materiale:

- $\gamma_{cls, \text{armato}} = 25.0 \text{ kN/m}^3$
- $\gamma_{acciaio} = 78.5 \text{ kN/m}^3$

I valori dei carichi applicati sono riportati di seguito.

### CARICHI PERMANENTI

Solaio latero-cemento 20+4 cm	2.70 KN/m <sup>2</sup>
Massetto sp = 12 cm	1.92 KN/m <sup>2</sup>
Carico tecnologico	0.18 KN/m <sup>2</sup>
Isolamento termico	0.05 KN/m <sup>2</sup>
Piastrelle e malta	0.41 KN/m <sup>2</sup>
Ripartizione elementi divisori interni	1.60 KN/m <sup>2</sup>

### CARICHI VARIABILI

Prescritti dal D.M. 14 gennaio 2008 alla tabella 6.1.II.

Ambienti suscettibili di affollamento (Cat. A, Abitazione)	2.0 kN/m <sup>2</sup>
Coperture e sottotetti accessibili per la sola manutenzione (Cat. H1)	0.5 kN/m <sup>2</sup>

## 5.3 - CONDIZIONI E CASI DI CARICO

Le condizioni di carico riportate nei tabulati relativi alla verifica di ciascun elemento sono di seguito riassunte.

NUM	DESCRIZIONE
1	Peso proprio
2	Permanente
3	A:Var abitazione
4	Neve (<1000m slm)
5	Sisma X
6	Sisma Y
7	Torcente add. X
8	Torcente add. Y
9	Autovett 001 (X)
10	Autovett 002 (Y)
11	Autovett 005 (X)
12	Autovett 007 (Y)

Si riporta di seguito il dettaglio dei carichi inseriti in ciascuna condizione.

### CARICHI NELLE CONDIZIONI

001) Peso proprio	[ Peso proprio ]
90 pesi propri aste	

CDM Dolmen Srl-custom

2 carichi di solaio  
 2 p.proprioh=20+4 : globale -0.027 daN/cm2

002) Permanente [ Permanente ]  
 14 carichi sulle aste  
 14 tamp\_est : Carico distrib. Z globale -8.00 daN/cm  
 3 carichi di solaio  
 2 tramezzature : globale -0.015 daN/cm2  
 1 aggiunta : globale -0.050 daN/cm2

003) A:Var abitazione [ B1:Var uff non pubblici ]  
 2 carichi di solaio  
 2 var.abitazione : globale -0.020 daN/cm2

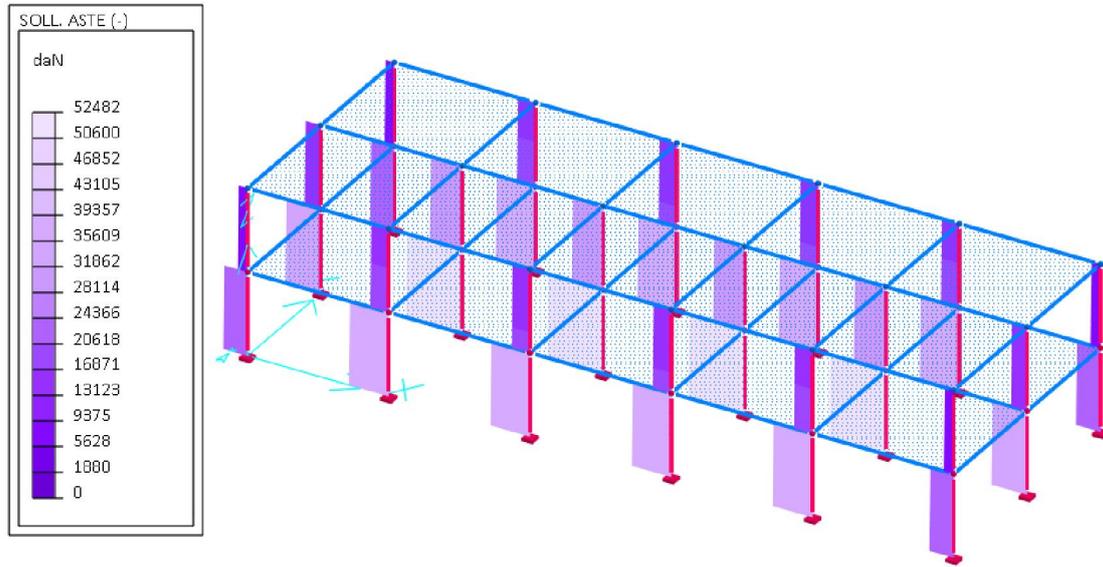
004) Neve (<1000m slm) [ Neve (<1000m slm) ]  
 1 carichi di solaio  
 1 neve : globale -0.020 daN/cm2

I casi di carico riportati nei tabulati relativi alla verifica di ciascun elemento sono di seguito riassunti.

NOM	DESCRIZIONE	VERIF.	TIPO	CONDIZIONI INSERITE			CASI INS.		
				Nro	Descrizione	Coef.	Somma	Nom	Coef.
1	SLU SENZA SISMA	SLU	somma	1	Peso proprio	1.300	+		
				2	Permanente	1.500	+		
				3	A:Var abitazione	1.500	+		
				4	Neve (<1000m slm)	1.500	+		
2	SISMAX SLU	NONUT	somma	7	Torcente add. X	1.000	+/-		
				9	Autovett_001_(X)	1.000	quad		
				11	Autovett_005_(X)	1.000	quad		
3	SISMAY SLU	NONUT	somma	8	Torcente add. Y	1.000	+/-		
				10	Autovett_002_(Y)	1.000	quad		
				12	Autovett_007_(Y)	1.000	quad		
4	SLU con SISMAX PRINC	SLU	somma	1	Peso proprio	1.000	+	2	1.000
				2	Permanente	1.000	+	3	.300
				3	A:Var abitazione	.300	+		
5	SLU con SISMAY PRINC	SLU	somma	1	Peso proprio	1.000	+	3	1.000
				2	Permanente	1.000	+	2	.300
				3	A:Var abitazione	.300	+		
6	SLD con SISMAX PRINC	SLD	somma	1	Peso proprio	1.000	+	2	1.462
				2	Permanente	1.000	+	3	.439
				3	A:Var abitazione	.300	+		
7	SLD con SISMAY PRINC	SLD	somma	1	Peso proprio	1.000	+	3	1.462
				2	Permanente	1.000	+	2	.439
				3	A:Var abitazione	.300	+		
8	SLU FON con SISMAX P	SLU_FON	somma	1	Peso proprio	1.000	+	2	1.100
				2	Permanente	1.000	+	3	.330
				3	A:Var abitazione	.300	+		
9	SLU FON con SISMAY P	SLU_FON	somma	1	Peso proprio	1.000	+	3	1.100
				2	Permanente	1.000	+	2	.330
				3	A:Var abitazione	.300	+		
10	Rara	RARA	somma	1	Peso proprio	1.000	+		
				2	Permanente	1.000	+		
				3	A:Var abitazione	1.000	+		
				4	Neve (<1000m slm)	1.000	+		
11	Frequente	FREQ	somma	1	Peso proprio	1.000	+		
				2	Permanente	1.000	+		
				3	A:Var abitazione	.500	+		
				4	Neve (<1000m slm)	.200	+		
12	Quasi Perm	QPERM	somma	1	Peso proprio	1.000	+		



Assonometria : 30, 30



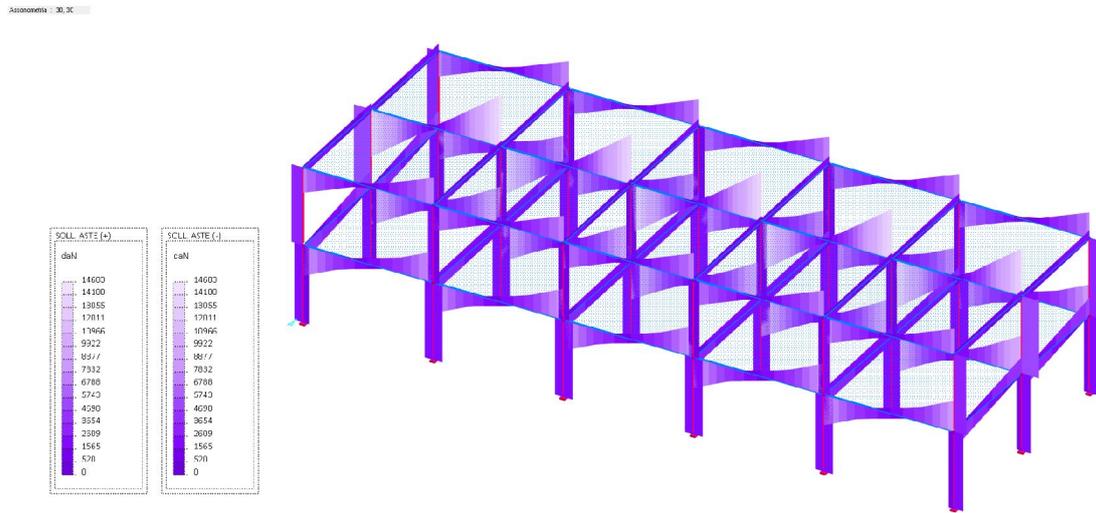
### 6.3 - SOLLECITAZIONI DI TAGLIO Y

Le sollecitazioni di taglio in Y sulle aste sono mostrate nelle immagini seguenti.

#### **Vista assonometrica con sollecitazioni di taglio in Y**

Assonometria : 30, 30

Elenco dei casi di carico selezionati: 1 4 5



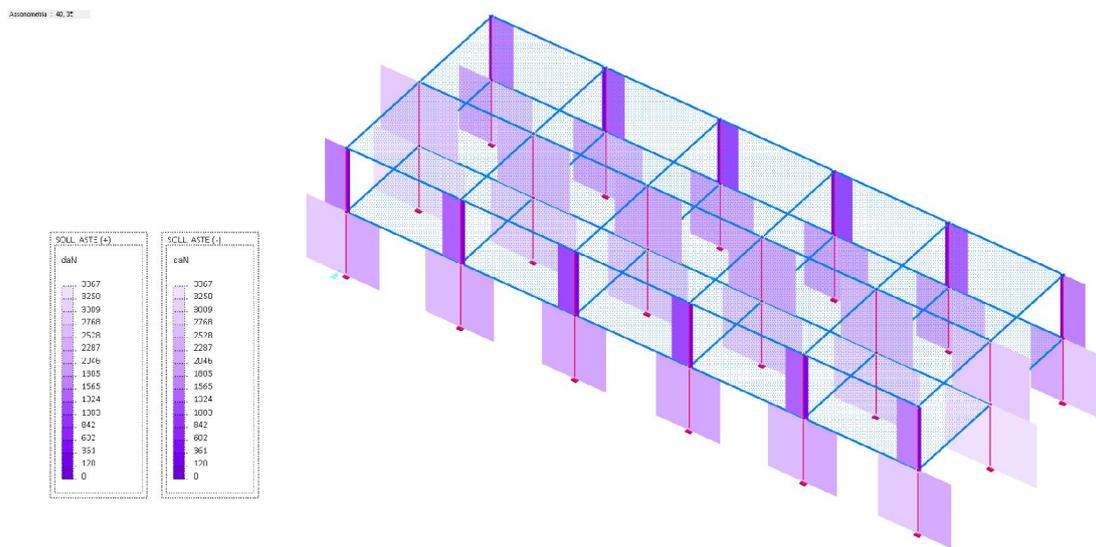
### 6.4 - SOLLECITAZIONI DI TAGLIO Z

Le sollecitazioni di taglio in Z sulle aste sono mostrate nelle immagini seguenti.

#### Vista assonometrica con sollecitazioni di taglio in Z

Assonometria : 40, 35

Elenco dei casi di carico selezionati: 1 4 5



### 6.5 - SOLLECITAZIONI DI MOMENTO FLETTENTE Y

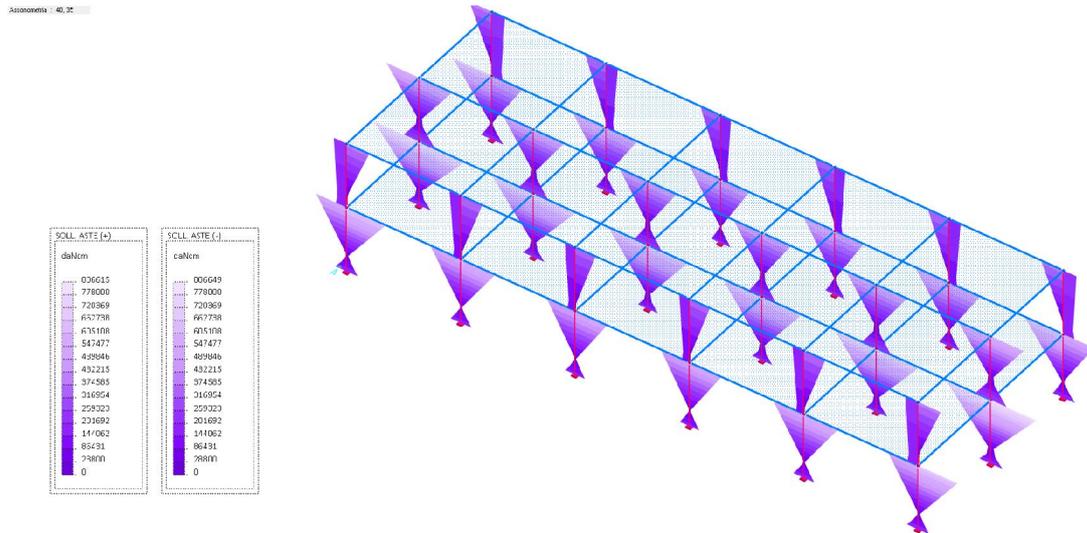
Le sollecitazioni di momento flettente in Y sulle aste sono mostrate nelle immagini seguenti.

#### Vista assonometrica con sollecitazioni di momento Y

Assonometria : 40, 35

Elenco dei casi di carico selezionati: 1 4 5

## CDM Dolmen Srl-custom



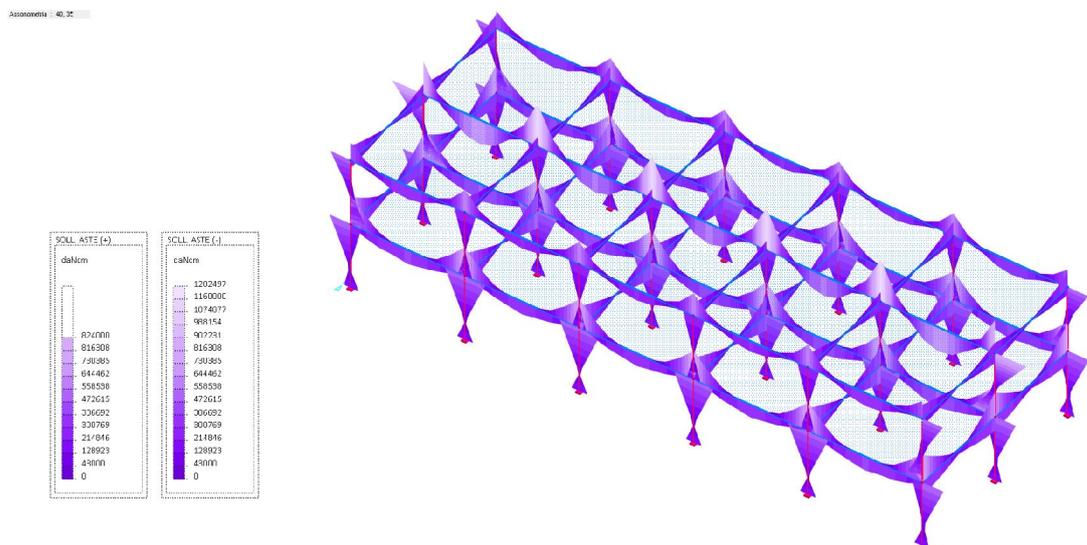
### 6.6 - SOLLECITAZIONI DI MOMENTO FLETTENTE Z

Le sollecitazioni di momento flettente in Z sulle aste sono mostrate nelle immagini seguenti.

#### Vista assonometrica con sollecitazioni di momento Z

Assonometria : 40, 35

Elenco dei casi di carico selezionati: 1 4 5



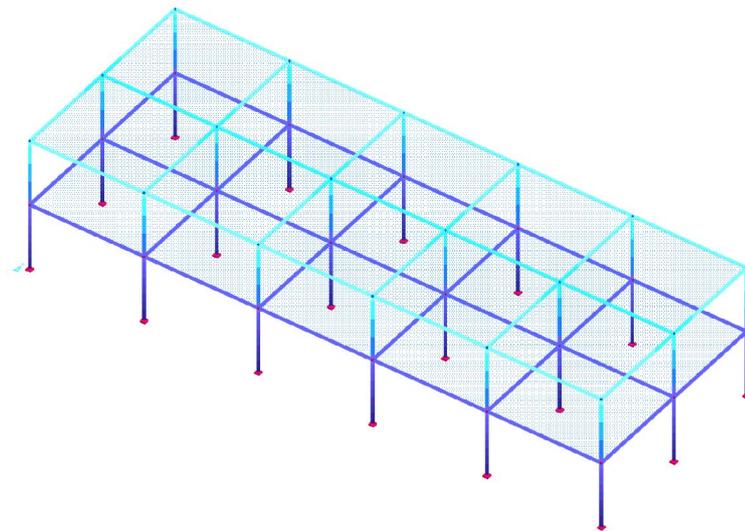
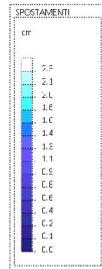
### 6.7 - SPOSTAMENTI (SLU SISMICO IN DIREZIONE X)

#### Vista assonometrica con spostamenti in X (SLU)

Assonometria : 40, 35

Elenco dei casi di carico selezionati: 1 4 5

Assonometria : 40, 35



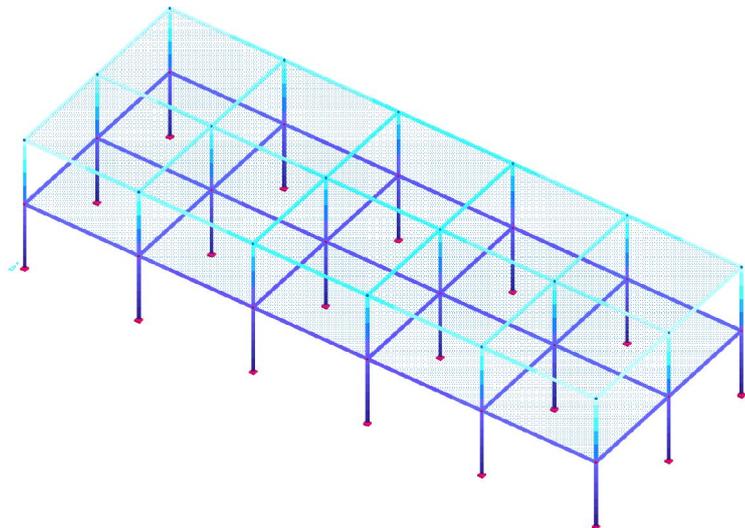
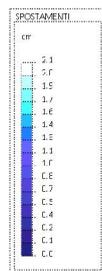
### 6.8 - SPOSTAMENTI (SLU SISMICO IN DIREZIONE Y)

#### Vista assonometrica con spostamenti in Y (SLU)

Assonometria : 40, 35

Elenco dei casi di carico selezionati: 1 4 5

Assonometria : 40, 35



### 7 - VERIFICA GERARCHIA DELLE RESISTENZE

Per ciascuna direzione e ciascun verso di applicazione delle azioni sismiche, si devono proteggere i pilastri dalla plasticizzazione prematura adottando opportuni momenti flettenti di calcolo; tale condizione si consegue qualora, per ogni nodo trave-pilastro ed ogni direzione e verso dell'azione sismica, la resistenza complessiva dei pilastri sia maggiore della resistenza complessiva delle travi amplificata del coefficiente  $\gamma_{Rd}$ , in accordo con la formula:

$$\sum M_{C,Rd} \geq \gamma_{Rd} \cdot \sum M_{b,Rd}$$

dove:

$\gamma_{Rd} = 1.30$  per strutture in Classe Duttività Alta e  $\gamma_{Rd} = 1.10$  per strutture in Classe Duttività Bassa;

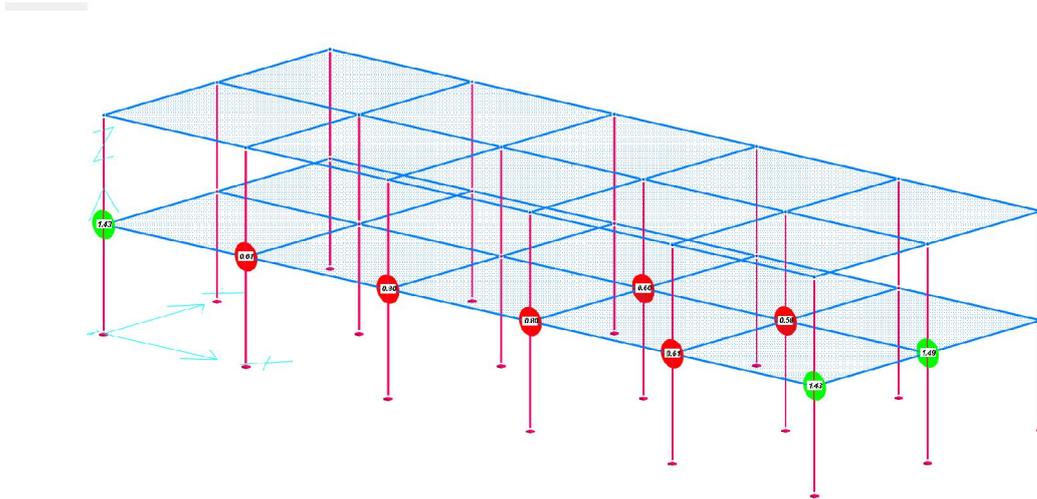
$M_{C,Rd}$  è il momento resistente del generico pilastro convergente nel nodo, calcolato per i livelli di sollecitazione assiale presenti nelle combinazioni sismiche delle azioni;

$M_{b,Rd}$  è il momento resistente della generica trave convergente nel nodo.

Le seguenti immagini mostrano l'andamento del coefficiente di sovraresistenza, nelle direzioni X e Y, da confrontare con il valore di  $\gamma_{Rd}$ .

### Vista assonometrica con coeff. sovraresistenza (Direzione X)

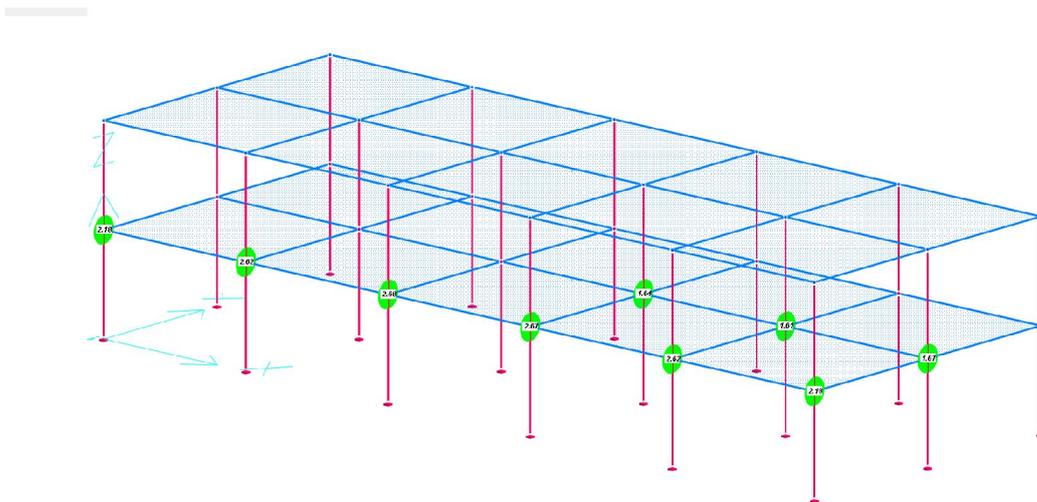
(null)



*Gerarchie delle resistenze dei momenti ai Nodi Travi-Pilastrri - Sisma X*

### Vista assonometrica con coeff. sovraresistenza (Direzione Y)

(null)



*Gerarchie delle resistenze dei momenti ai Nodi Travi-Pilastrri - Sisma Y*

## 8 - RISULTATI

## 9 - INFORMAZIONI SUL SOFTWARE

## CDM Dolmen Srl-custom

Il progetto descritto con la presente relazione è stato eseguito con l'ausilio del software DOLMEN, versione 17  
- codice chiave hardware: rSfUNU\_KUV8X.

**COMUNE DI TORINO**

**PROGETTO DI UN FABBRICATO PER CIVILE ABITAZIONE**

**CLASSIFICAZIONE DEL RISCHIO SISMICO**

In conformità al D.M. 58 del 28.02.2017 e relativo Allegato A (Linee guida per la classificazione del rischio sismico delle costruzioni)

***Committenti***  
**Sig. Bianchi**

***Progettista strutturale***  
**Ing. Rossi**

***Progettista architettonico***  
**Arch. Rossi**

17/05/2017

Progetto eseguito con l'ausilio del software di calcolo DOLMEN





# **CLASSIFICAZIONE DEL RISCHIO SISMICO**

## **INDICE**

- 1 - RICHIAMI TEORICI
- 2 - ANALISI DATI e CALCOLO
- 3 - ALLEGATO B

## 1 - RICHIAMI TEORICI

Viene di seguito riportata la valutazione della Classe di Rischio Sismico della struttura modellata. La classificazione viene eseguita secondo il Metodo Convenzionale, descritto dalle *Linee guida per la classificazione del rischio sismico delle costruzioni*, che si basa sulla determinazione di due parametri: la Perdita Annuale Media attesa (PAM) e l'Indice di Sicurezza (IS-V).

Il primo parametro tiene in considerazione le perdite economiche associate ai danni prodotti dagli eventi sismici che si manifestano nel corso della vita della costruzione e viene espresso come percentuale del costo di ricostruzione. La Perdita Annuale Media può essere valutata come l'area sottesa alla curva rappresentante le perdite economiche dirette in funzione della frequenza media annua di superamento degli eventi che provocano il raggiungimento di uno stato limite per la struttura. Per il calcolo del parametro PAM è necessario ricavare, facendo riferimento al sito in cui sorge la costruzione in esame, le accelerazioni di picco al suolo per le quali si raggiungono gli stati limite SLO, SLD, SLV ed SLC. Per determinare la Classe PAM di appartenenza della costruzione in esame si utilizza la tabella seguente.

Perdita Media Annua attesa (PAM)	Classe PAM
$PAM \leq 0,50\%$	$A_{PAM}^+$
$0,50\% < PAM \leq 1,0\%$	$A_{PAM}$
$1,0\% < PAM \leq 1,5\%$	$B_{PAM}$
$1,5\% < PAM \leq 2,5\%$	$C_{PAM}$
$2,5\% < PAM \leq 3,5\%$	$D_{PAM}$
$3,5\% < PAM \leq 4,5\%$	$E_{PAM}$
$4,5\% < PAM \leq 7,5\%$	$F_{PAM}$
$7,5\% \leq PAM$	$G_{PAM}$

*Attribuzione della Classe di Rischio PAM in funzione dell'entità delle perdite medie annue attese*

L'Indice di Sicurezza per la Vita (IS-V) si determina facendo il rapporto tra l'accelerazione al suolo di capacità ( $PGA_C$ ) che ha fatto raggiungere al fabbricato lo stato limite di salvaguardia della vita umana e l'accelerazione al suolo di domanda ( $PGA_D$ ) del sito in cui è posizionata la costruzione, con riferimento al medesimo stato limite. La classe IS-V si individua mediante la tabella seguente.

Indice di Sicurezza	Classe IS-V
$100\% < IS-V$	$A_{IS-V}^+$
$80\% \leq IS-V < 100\%$	$A_{IS-V}$
$60\% \leq IS-V < 80\%$	$B_{IS-V}$
$45\% \leq IS-V < 60\%$	$C_{IS-V}$
$30\% \leq IS-V < 45\%$	$D_{IS-V}$
$15\% \leq IS-V < 30\%$	$E_{IS-V}$
$IS-V \leq 15\%$	$F_{IS-V}$

*Attribuzione della Classe di Rischio IS-V in funzione dell'entità dell'Indice di Sicurezza*

La Classe di Rischio della costruzione si individua come la peggiore tra la Classe PAM e la Classe IS-V.

Il valore della Classe di Rischio attribuito alla costruzione può essere migliorato a seguito di interventi che riducono il rischio della costruzione e, quindi, che incidono sul valore PAM e/o sulla capacità che la struttura possiede rispetto allo stato limite di salvaguardia della vita.

## 2 - ANALISI DATI e CALCOLO

Le *Linee guida per la classificazione sismica* indicano i seguenti passi per il calcolo del parametro PAM:

- si effettua l'analisi della struttura e si determinano i valori delle accelerazioni al suolo di capacità ( $PGA_C$ ) che inducono il raggiungimento degli stati limite;
- si determinano i periodi di ritorno ( $T_{RC}$ ) corrispondenti alle accelerazioni determinate al punto precedente;
- per ciascuno dei periodi individuati, si determina il valore della frequenza media annua di superamento  $\lambda=1/T_{RC}$ ;
- si definisce lo Stato Limite di Inizio Danno (SLID) con periodo di ritorno assunto convenzionalmente pari a 10, quindi  $\lambda=0.1$ ;
- per ciascuno degli stati limite considerati si associa al corrispondente valore di  $\lambda$  il valore della percentuale di costo di ricostruzione secondo la seguente tabella;

Stato Limite	CR(%)
SLR	100%
SLC	80%
SLV	50%
SLD	15%
SLO	7%
SLID	0%

*Percentuale del costo di ricostruzione (CR) associata al raggiungimento di ciascuno stato limite*

- si valuta il PAM (in valore percentuale) ovvero l'area sottesa alla spezzata individuata dalle coppie di punti ( $\lambda, CR$ ) per ciascuno degli stati limite a cui si aggiunge il punto ( $\lambda=0, CR=100\%$ ) mediante la seguente formula;

$$PAM = \sum_{i=2}^5 [\lambda(SL_i) - \lambda(SL_{i-1})] * [CR(SL_i) + CR(SL_{i-1})] / 2 + \lambda(SLC) * CR(SLR)$$

Le *Linee guida per la classificazione sismica* permettono di considerare periodi di ritorno per l'azione sismica inferiori a 30 anni. In tali casi si utilizza uno spettro ottenuto scalando proporzionalmente le ordinate dello spettro associato al periodo di ritorno di 30 anni. Tale procedura non si applica per periodi di ritorno inferiori a 10 anni.

L'indice di sicurezza per la vita IS-V si ottiene facendo il rapporto descritto nel capitolo introduttivo.

Per la costruzione oggetto di questa analisi, sono stati ricavati i seguenti dati.

Valori di accelerazione di picco al suolo di domanda per i due stati limite principali e relativi periodi di ritorno:

- SLD:  $PGA_D = 0.124649g$      $T_{RD} = 75$  anni
- SLV:  $PGA_D = 0.299749g$      $T_{RD} = 712$  anni

Valori di accelerazione di picco al suolo di capacità della struttura prima dell'intervento e relativi periodi di ritorno:

- SLD:  $PGA_C = 0.039381g$      $T_{RC} = 15$  anni
- SLV:  $PGA_C = 0.164769g$      $T_{RC} = 142$  anni

Valori di accelerazione di picco al suolo di capacità della struttura dopo l'intervento e relativi periodi di ritorno:

- SLD:  $PGA_C = 0.085634g$      $T_{RC} = 35$  anni
- SLV:  $PGA_C = 0.228805g$      $T_{RC} = 332$  anni

A partire dai dati ottenuti dal solutore 3D di Dolmen, si calcolano i seguenti valori di frequenza per la costruzione pre-intervento:

- SLID:  $\lambda = 10\%$
- SLO:  $\lambda = 10\%$

- SLD:  $\lambda = 6.7\%$
- SLV:  $\lambda = 0.7\%$
- SLC:  $\lambda = 0.3\%$
- SLR:  $\lambda = 0\%$

Per la costruzione post-intervento:

- SLID:  $\lambda = 10\%$
- SLO:  $\lambda = 4.8\%$
- SLD:  $\lambda = 2.9\%$
- SLV:  $\lambda = 0.3\%$
- SLC:  $\lambda = 0.1\%$
- SLR:  $\lambda = 0\%$

Utilizzando i dati elencati precedentemente, è possibile calcolare i parametri PAM e IS-V.

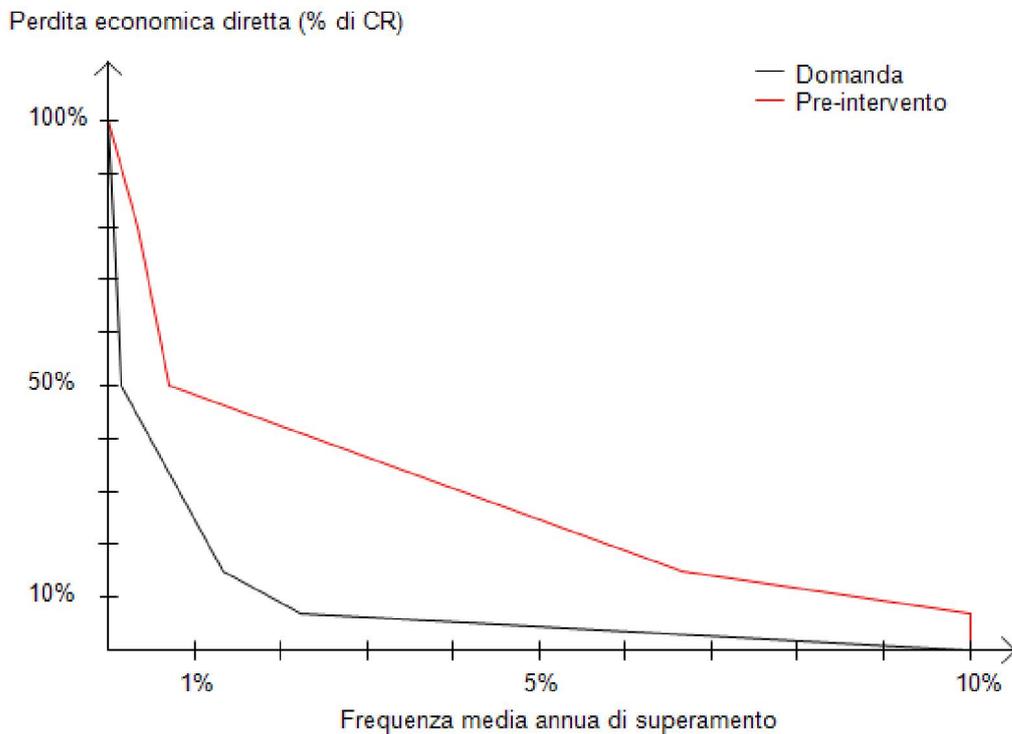
Per la situazione **pre-intervento** si ottengono i seguenti valori:

- PAM = 2.9%, classe di rischio PAM: D
- IS-V = 55%, classe di rischio IS-V: C

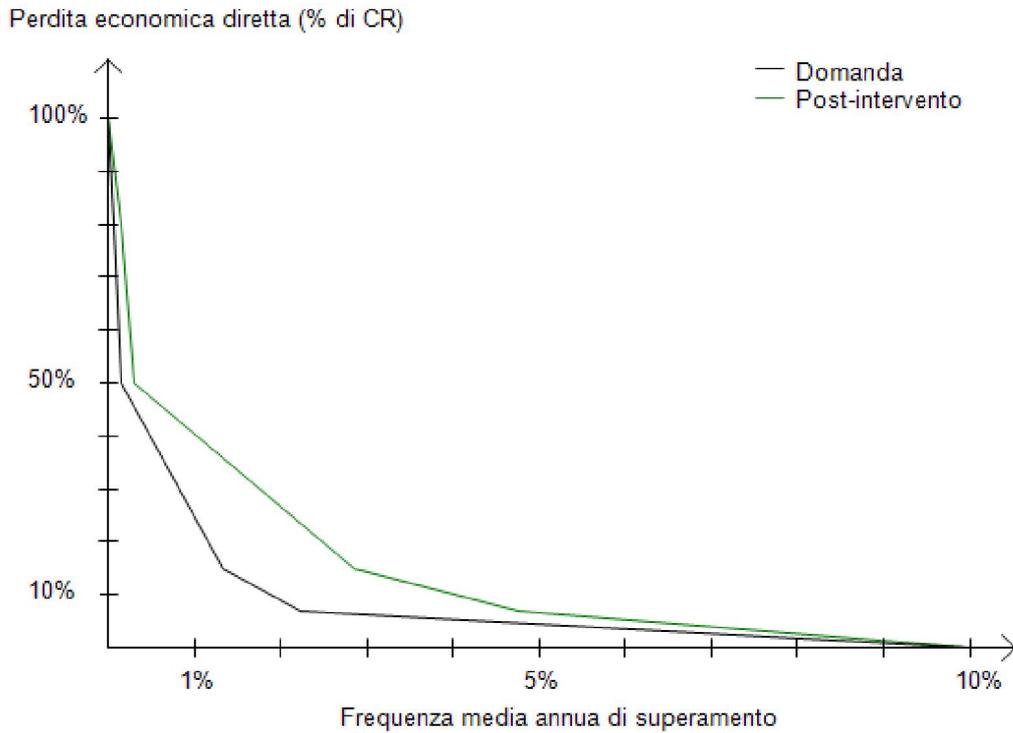
Per la situazione **post-intervento** si ottengono i seguenti valori:

- PAM = 1.5%, classe di rischio PAM: B
- IS-V = 76%, classe di rischio IS-V: B

Per la situazione **pre-intervento** si ottiene la seguente curva.

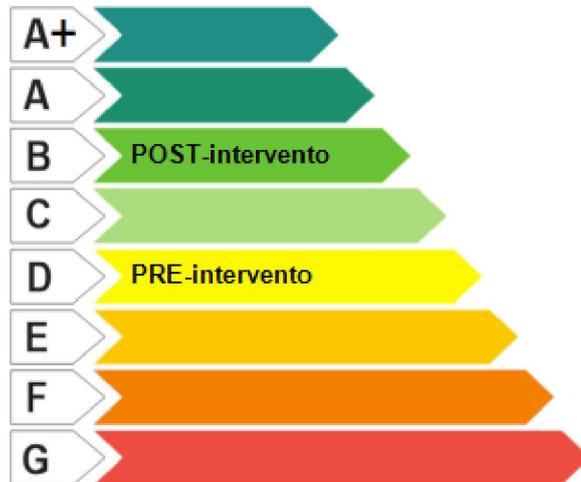


Per la situazione **post-intervento** si ottiene la seguente curva.



In conclusione, l'analisi eseguita fornisce i seguenti risultati:

- pre-intervento: classe di rischio sismico **D**
- post-intervento: classe di rischio sismico **B**



### 3 - ALLEGATO B

#### ASSEVERAZIONE AI SENSI DELL'ART. 4 COMMA 1 DEL DECRETO MINISTERIALE 58 del 28/02/2017

##### CLASSIFICAZIONE SISMICA DELLA COSTRUZIONE

situata nel COMUNE di Torino al seguente indirizzo: via Drovetti 9/F  
riportata al catasto al Foglio n. 10 Particella/e n. 2 sub. n. 1

*Coordinate geografiche di due spigoli opposti della costruzione (WGS 84 - gradi decimali - fuso 32-33)*

Spigolo 1	Lat. 42.3559	Lon. 13.3957
Spigolo 2 | Lat. 42.3559 | Lon. 13.3957

Il sottoscritto Ing. Rossi, nato a Mondovì, residente a Cuneo, in via Roma 4, C.F. FSSDSC89D70F451N, iscritto all'Ordine degli Ingegneri della Provincia di Cuneo n. iscrizione A2718, consapevole delle responsabilità penali e disciplinari in caso di mendaci dichiarazioni,

##### PREMESSO

che è in possesso dei requisiti richiesti dall'art. 3 del Decreto Ministeriale n.65 del 7/03/2017, che opera nella qualità di tecnico incaricato di effettuare:

- la Classificazione del Rischio Sismico dello stato di fatto della costruzione sopra individuata;
- il progetto per la riduzione del Rischio Sismico della costruzione sopra indicata e la relativa Classificazione del Rischio Sismico conseguente l'intervento progettato;

##### ASSEVERA

##### LA SEGUENTE DICHIARAZIONE

Dalle analisi della costruzione emerge quanto segue:

STATO DI FATTO (prima dell'intervento):

- Classe di Rischio della costruzione: **D**
- Valore dell'indice di sicurezza strutturale (IS-V): C
- Valore della perdita annuale media (PAM): D
- Linea Guida, utilizzata come base di riferimento per le valutazioni, approvata con D.M. n. 58 del 28/02/2017; successivi aggiornamenti del 7/03/2017;
- Classe di Rischio attribuita utilizzando il **metodo convenzionale**;
- si allega la relazione illustrativa dell'attività conoscitiva svolta e dei risultati raggiunti;

STATO CONSEGUENTE L'INTERVENTO PROGETTATO:

- Classe di Rischio della costruzione: **B**
- Valore dell'indice di sicurezza strutturale (IS-V): B
- Valore della perdita annuale media (PAM): B
- Linea Guida, utilizzata come base di riferimento per le valutazioni, approvata con D.M. n. 58 del 28/02/2017; successivi aggiornamenti del 7/03/2017;
- Classe di Rischio attribuita utilizzando il **metodo convenzionale**;
- si allega la relazione illustrativa dell'attività conoscitiva svolta e dei risultati raggiunti, inerenti la valutazione relativa alla situazione post-intervento.

##### EFFETTO DELLA MITIGAZIONE DEL RISCHIO CONSEGUITO MEDIANTE L'INTERVENTO PROGETTATO

Gli interventi strutturali progettati consentono una riduzione del Rischio Sismico della costruzione ed il passaggio di un numero di Classi di Rischio, rispetto alla situazione ante opera, pari a **2** classi.

**COMUNE DI TORINO**

**PROGETTO DI UN FABBRICATO PER CIVILE ABITAZIONE**

**MODELLAZIONE SISMICA**

In conformità al paragrafo 3.2 del D.M. 14.01.2008 e relativa CIRCOLARE N. 617/09

***Committenti***  
**Sig. Bianchi**

***Progettista strutturale***  
**Ing. Rossi**

***Progettista architettonico***  
**Arch. Rossi**

05/04/2017

Progetto eseguito con l'ausilio del software di calcolo DOLMEN





## **MODELLAZIONE SISMICA**

### **INDICE**

1 - CLASSE DI DUTTILITÀ

2 - VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA

2.1 - METODO DI ANALISI

2.2 - COMBINAZIONE DELLE COMPONENTI DELL'AZIONE SISMICA

2.3 - ECCENTRICITÀ ACCIDENTALI

2.4 - SOLAI RIGIDI

3 - SPETTRI DI PROGETTO PER SLU E SLD

4 - COMPORTAMENTO DELLE STRUTTURE - ELLISSE DELLE RIGIDEZZE

5 - VERIFICA SPOSTAMENTI SISMICI

5.1 - SPOSTAMENTI ALLO STATO LIMITE D'ESERCIZIO (SLD)

5.2 - SPOSTAMENTI ALLO STATO LIMITE ULTIMO (SLV)

5.3 - RISULTATI DELLE VERIFICHE

## 1 - CLASSE DI DUTTILITÀ

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

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

Il *D.M. 14 gennaio 2008* definisce due tipi di comportamento strutturale:

- comportamento strutturale non dissipativo;
- comportamento strutturale dissipativo.

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

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

Le strutture in esame sono state progettate in classe di duttilità (CD) B.

## 2 - VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA

L'azione sismica è stata valutata in conformità alle indicazioni riportate al capitolo 3.2 del *D.M. 14 gennaio 2008 - Nuove 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 quattro punti più vicini al punto di riferimento dell'edificio;
- determinazione dei coefficienti di amplificazione stratigrafica e topografica;
- calcolo del periodo 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 considerati.

Il sito su cui sorgerà l'opera ricade all'interno della **zona sismica 2**.

### 2.1 - METODO DI ANALISI

Il calcolo delle azioni sismiche è stato eseguito con analisi dinamica modale, considerando il comportamento della struttura in regime elastico lineare.

Come descritto nel *D.M. 14 gennaio 2008 par. 7.3.3.1*, l'analisi dinamica lineare consiste:

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

Devono essere considerati tutti i modi con massa partecipante significativa. È opportuno a tal riguardo considerare tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% e comunque un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore all'85%. Per la combinazione degli effetti relativi ai singoli modi deve essere utilizzata una Combinazione Quadratica Completa (CQC).

Le sollecitazioni derivanti da tali azioni sono state composte poi con quelle derivanti da carichi verticali, orizzontali non sismici secondo le varie combinazioni di carico probabilistiche.

Il numero di modi di vibrazione considerato ha consentito, nelle varie condizioni, di mobilitare percentuali

## CDM Dolmen Srl-custom

delle masse della struttura non inferiori all'85% della massa totale.

Si riportano di seguito i valori dei parametri fondamentali per l'analisi dinamica.

### PARAMETRI DI CALCOLO:

Calcolo secondo NTC 2008  
Modello generale  
Assi di vibrazione: X Y  
Combinazione quadratica completa (CQC)

### DATI PROGETTO

Edificio sito in località TORINO ( long. 7.674 lat. 45.070400 )

Categoria del suolo di fondazione = C

Coeff. di amplificazione stratigrafica  $S_s = 1.500$

Coeff. di amplificazione topografica  $ST = 1.000$

$S = 1.500$

Vita nominale dell'opera VN = 50 anni

Coefficiente d'uso CU = 1.0

Periodo di riferimento VR = 50.0

PVR : probabilità di superamento in VR = 10 %

Tempo di ritorno = 475

Coeff. di smorzamento viscoso = 5.0

Valori risultanti per :

$a_g = 0.563$  [g/10]

$F_o = 2.758$

$TC^* = 0.270$

Edificio con struttura in cem. armato :

Fattore di struttura  $q = 3.000$

$q = q_0 * K_R * K_W$  dove :

$q_0 = 3.00$  ( Classe di duttilità "B" ( bassa ) )

$K_R = 1.0$  ( Edifici regolari in altezza )

$K_W = 1.00$

Rapporto spettro di esercizio / spettro di progetto = 1.462

CONDIZIONI DI RIFERIMENTO	COEFFICIENTE	PESO RISULTANTE [daN]
1.	1.000	240000.0
2.	1.000	234400.0
3.	0.300	27000.0

\*\*\* TABELLA AUTOVETTORI \*\*\*

## CDM Dolmen Srl-custom

n	PERIODO [sec]	MASSA ATTIVATA			COEFFICIENTI DI CORRELAZIONE						
		%X	%Y	%Z	n+1	n+2	n+3	n+4	n+5	n+6	n+7
1	2.017367	67.750	0.000	0.000	0.221	0.084	0.003	0.003	0.003	0.002	
2	1.673278	0.000	72.114	0.000	0.336	0.005	0.004	0.004	0.002		
3	1.454577	0.000	0.000	0.000	0.006	0.006	0.005	0.003			
4	0.485547	0.000	0.336	0.000	0.756	0.537	0.074				
5	0.458767	32.248	0.000	0.000	0.886	0.103					
6	0.442577	0.000	0.000	0.000	0.131						
7	0.342665	0.000	27.511	0.000							
----- MASSA TOTALE		99.998	99.961	0.000							
-----											

### 2.2 - COMBINAZIONE DELLE COMPONENTI DELL'AZIONE SISMICA

Il sisma viene convenzionalmente considerato come agente separatamente in due direzioni tra loro ortogonali prefissate; per tenere conto che nella realtà il moto del terreno durante l'evento sismico ha direzione casuale e in accordo con le prescrizioni normative, per ottenere l'effetto complessivo del sisma, a partire dagli effetti delle direzioni calcolati separatamente, si è provveduto a sommare i massimi ottenuti in una direzione con il 30% dei massimi ottenuti per l'azione applicata nell'altra direzione. L'azione sismica verticale viene considerata in presenza di elementi pressoché orizzontali con luce superiore a 20 m, di elementi principali precompressi o di elementi a mensola.

### 2.3 - ECCENTRICITÀ ACCIDENTALI

Per valutare le eccentricità accidentali, previste in aggiunta all'eccentricità effettiva, sono state considerate condizioni di carico aggiuntive ottenute applicando l'azione sismica nelle posizioni del centro di massa di ogni piano ottenute traslando gli stessi, in ogni direzione considerata, di una distanza pari a +/-5% della dimensione massima del piano in direzione perpendicolare all'azione sismica.

### 2.4 - LIVELLI RIGIDI

Nella definizione del modello strutturale alcuni livelli sono stati considerati infinitamente rigidi nel loro piano. In particolare i piani rigidi generati nel modello tridimensionale sono i seguenti:

Livello	Quota [cm]	Rigido
Fondazione	0	SÌ
1	300	SÌ
2	600	SÌ

Si ricorda che la normativa consente di considerare un solaio come infinitamente rigido se rispettato il *par. 7.2.6 D.M. 14 gennaio 2008*, per orizzontamenti realizzati in cemento armato, latero-cemento con soletta in c.a. di almeno 40 mm di spessore o in struttura mista con soletta in cemento armato di almeno 50 mm di spessore collegata da connettori a taglio opportunamente dimensionati agli elementi strutturali in acciaio o in legno purché le aperture presenti non ne riducano significativamente la rigidezza.

## 3 - SPETTRI DI PROGETTO PER SLU E SLD

Per la definizione degli spettri di risposta, oltre ai parametri precedentemente richiamati (dipendenti 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 pianta ed altezza.

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

**Fattore di struttura per sisma orizzontale ( $q$ )= 3**

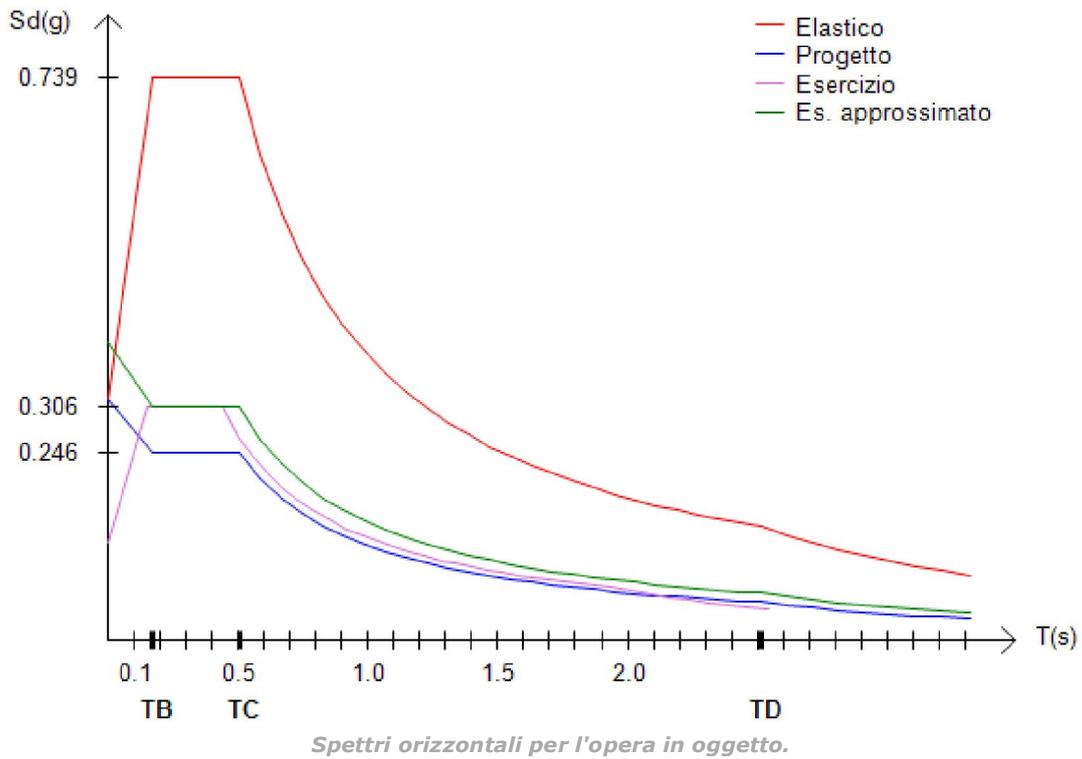
CDM Dolmen Srl-custom

$$T_B = 0.169 \text{ [s]}$$

$$T_C = 0.507 \text{ [s]}$$

$$T_D = 2.515 \text{ [s]}$$

Per la struttura in esame sono stati utilizzati i seguenti spettri orizzontali:



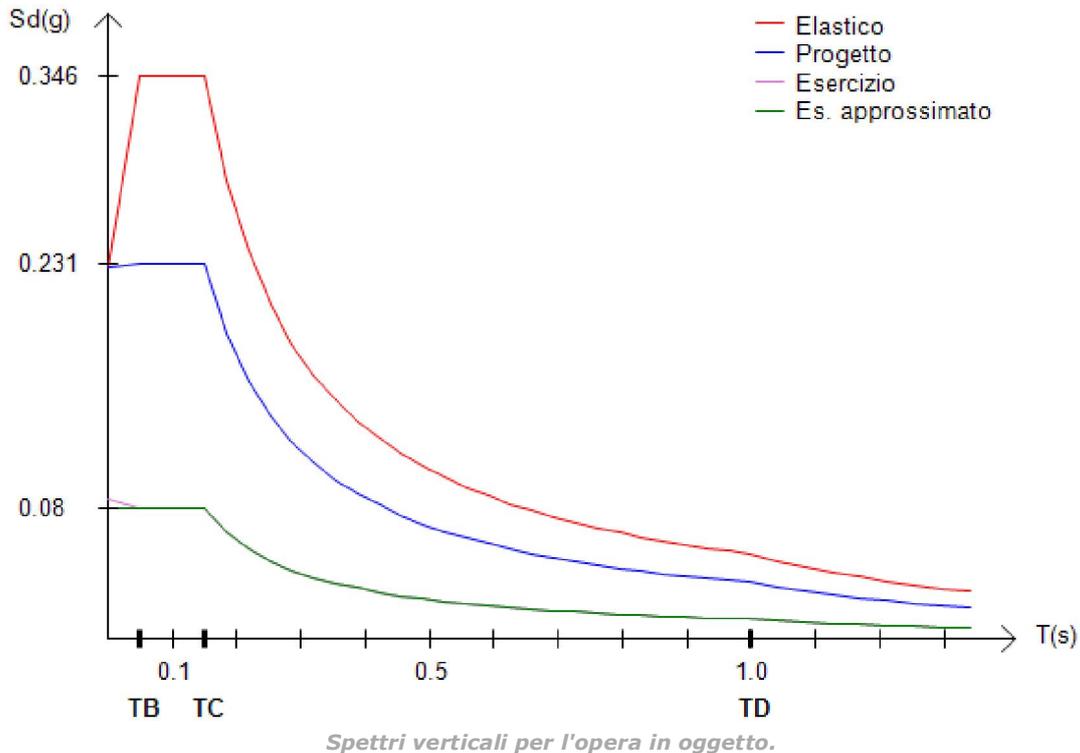
**Fattore di struttura per sisma verticale (q)= 1.5**

$$T_B = 0.05 \text{ [s]}$$

$$T_C = 0.15 \text{ [s]}$$

$$T_D = 1 \text{ [s]}$$

Per la struttura in esame sono stati utilizzati i seguenti spettri verticali:



#### 4 - COMPORTAMENTO DELLE STRUTTURE - ELLISSE DELLE RIGIDENZE

Il calcolo delle ellisse delle rigidzze ha lo scopo di effettuare i controlli prescritti dal *D.M. 14 gennaio 2008* riguardo alla regolarità strutturale, in particolare alla scelta della tipologia strutturale e alla presa in conto degli effetti del secondo ordine).

L'analisi effettuata viene riassunta mediante la seguente tabella, preceduta dall'elenco dei significati dei vari parametri.

*Quota del piano:* è la quota di ciascun livello rigido definito nel modello strutturale.

*Rigidzze flessionali  $K_x$  e  $K_y$ :* calcolate come rapporto tra forza applicata e spostamento del baricentro di piano. Il valore è ridotto di tre ordini di grandezza per una maggiore leggibilità.

*Rigidzza torsionale  $K_{tors}$ :* calcolata come rapporto tra momento torcente applicato e rotazione del piano. Il valore è ridotto di sei ordini di grandezza.

*Coordinate  $X_k$  e  $Y_k$  del centro rigidzze:* è il punto attorno al quale avviene la rotazione del piano, e corrisponde al centro dell'ellisse di rigidzza (o delle rigidzze).

*Coordinate  $X_g$  e  $Y_g$  del baricentro:* è il punto di applicazione della risultante delle azioni gravitazionali, e perciò anche delle forze sismiche; nella grafica viene disegnato un rettangolo centrato sul baricentro, con base e altezza pari al 5% delle dimensioni definite al punto seguente.

*Dimensioni X ed Y del piano:*  $L_x$  ed  $L_y$  corrispondono alla larghezza e all'altezza del rettangolo che circonda il piano.

*Raggi di rigidzza  $r_x$  e  $r_y$ :* sono definiti come la radice quadrata del rapporto tra rigidzza torsionale e rigidzza flessionale e costituiscono i semiassi dell'ellisse delle rigidzze.

*Raggio giroscopico ( $l_s$ ):*  $l_s^2 = (L_x^2 + L_y^2)/12$ . È una lunghezza caratteristica del piano, di tipo puramente geometrico.

$MIN(rx, ry) / ls$ : nelle strutture a telaio/pareti il rapporto tra il più piccolo raggio di rigidezza ed il raggio giratorio deve essere maggiore di 0.8; se così non è la struttura va classificata come *deformabile torsionalmente* ai fini del fattore di struttura  $q_0$  (NTC 7.4.3.1). Per aumentare questo rapporto gli elementi di controvento come setti e pareti devono essere il più distanti possibile dal centro della struttura, per esempio sul perimetro esterno.

$(Xg - Xk)/rx$  e  $(Yg - Yk)/ry$ : distanze tra baricentro e centro delle rigidezze (separatamente per direzione x e y) rapportate al rispettivo raggio di rigidezza. Misurano l'eccentricità della forza sismica, che idealmente dovrebbe essere nulla (baricentro delle masse coincidente col centro delle rigidezze); in effetti l'EC8 considera *regolare in pianta* una distribuzione di rigidezze in cui tali rapporti sono minori di 0.3. Nella grafica viene evidenziata la regione di nocciolo, che è appunto un'ellisse con gli assi pari a 0.3 volte quelli dell'ellisse di rigidezza. In pratica la regolarità è sufficiente se il rettangolo baricentrico cade all'interno della regione di nocciolo.

2° ordine ( $\theta X / \theta Y$ ): in base al punto 7.3.2 del D.M. 14 gennaio 2008 va verificato ad ogni piano che gli effetti del 2° ordine siano trascurabili, cioè che la quantità peso x spostamento orizzontale relativo al piano inferiore sia minore del 10% di forza sismica x altezza di piano. Il parametro calcolato è appunto il valore di tale rapporto, nelle due direzioni.

Percentuale dinamica X/Y: è una stima dell'importanza della massa di piano ai fini dell'azione sismica complessiva. In effetti il contributo di ogni piano non dipende solo dall'entità del suo carico, ma anche dalla distribuzione delle rigidezze lungo l'altezza della struttura. Il programma segnala con un simbolo apposito (^^^^) i piani dove la percentuale stimata è minore di 1/4 del contributo medio.

#### CONTROLLO RIGIDEEZZE STRUTTURALI

Quota del piano		300.0		600.0	[cm]
Rigidezza KX (/1000)		29.753		36.700	[daN/cm]
Rigidezza KY (/1000)		38.905		37.346	[daN/cm]
Rigidezza Ktors (/1e6)		34501		34675	[daNcm]
Xk (centro rigidezze)		1250.0		1250.0	[cm]
Yk (centro rigidezze)		450.0		450.0	[cm]
Xg (baricentro)		1250.0		1250.0	[cm]
Yg (baricentro)		450.0		450.0	[cm]
dimensione X		2500		2500	[cm]
dimensione Y		900		900	[cm]
raggio rigidezze (rx)		942		964	[cm]
raggio rigidezze (ry)		1077		972	[cm]
raggio giratorio (ls)		767		767	[cm]
MIN(rx , ry) / ls		1.2277		1.2562	ok (> 0.8)
(Xg - Xk) / rx		0.0000		0.0000	ok (< 0.3)
(Yg - Yk) / ry		0.0000		0.0000	ok (< 0.3)
2° ordine (theta X)		11.94		4.01	[%] > 10% !!!!
2° ordine (theta Y)		9.13		3.94	[%] ok (< 10%)
Percentuale dinamica X		48.99		51.01	[%]
Percentuale dinamica Y		46.80		53.20	[%]

## 5 - VERIFICA SPOSTAMENTI SISMICI

### 5.1 - SPOSTAMENTI ALLO STATO LIMITE D'ESERCIZIO (SLD)

Per le costruzioni ricadenti in classe d'uso I o II si deve verificare che l'azione sismica di progetto non produca agli elementi costruttivi senza funzione strutturale danni tali da rendere la costruzione temporaneamente inagibile.

Nel caso delle costruzioni civili e industriali, qualora la temporanea inagibilità sia dovuta a spostamenti eccessivi di interpiano, questa condizione si può ritenere soddisfatta quando gli spostamenti interpiano ottenuti dall'analisi in presenza dell'azione sismica di progetto relativa allo SLD siano inferiori ai limiti indicati al par. 7.3.7.2 del *D.M. 14 gennaio 2008 - Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni*.

Per le costruzioni ricadenti in classe d'uso III e IV si deve inoltre verificare che l'azione sismica di progetto non produca danni agli elementi costruttivi senza funzione strutturale tali da rendere temporaneamente non operativa la costruzione.

## 5.2 - SPOSTAMENTI ALLO STATO LIMITE ULTIMO (SLV)

Gli spostamenti  $d_E$  della struttura sotto l'azione sismica di progetto allo SLV si ottengono moltiplicando per il fattore  $\mu_d$  ottenuti i valori  $d_{Ee}$  ottenuti dall'analisi lineare, dinamica o statica, secondo l'espressione 7.3.8 del *D.M. 14 gennaio 2008 - Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni*.

## 5.3 - RISULTATI DELLE VERIFICHE

I risultati del calcolo degli spostamenti sono riportati nelle tabelle seguenti.

spostamento limite interpiano = 0.5% dell'altezza

CASO n. 6 - SLD con SISMAX PRINC:

Zinf [cm]	Zsup [cm]	h [cm]	spost.max [cm]	%h	nodo	sest.	ver.
0.00	300.00	300.00	1.873175	0.624	6	5	NO
300.00	600.00	300.00	0.865627	0.289	24	12	SI

CASO n. 7 - SLD con SISMAX PRINC:

Zinf [cm]	Zsup [cm]	h [cm]	spost.max [cm]	%h	nodo	sest.	ver.
0.00	300.00	300.00	1.801692	0.601	6	2	NO
300.00	600.00	300.00	1.040590	0.347	24	15	SI

VERIFICA SPOSTAMENTI SISMICI DI S.L.V. (NTC 7.3.3.3)

Fattore  $\mu_d$  = 3.000

Quota [cm]	DX max [cm]	nodo	DY max [cm]	nodo
300.00	4.169181	6	3.971413	12
600.00	6.028564	24	6.317798	31

**COMUNE DI TORINO**

**PROGETTO DI UN FABBRICATO PER CIVILE ABITAZIONE**

**CARICHI NEVE E VENTO**

In conformità al paragrafo 3.3 e 3.4 del D.M. 14.01.2008 e relativa CIRCOLARE N. 617/09

***Committenti***  
**Sig. Bianchi**

***Progettista strutturale***  
**Ing. Rossi**

***Progettista architettonico***  
**Arch. Rossi**

27/03/2017

Progetto eseguito con l'ausilio del software di calcolo DOLMEN





## **CARICHI NEVE E VENTO**

### **INDICE**

- 1 - DEFINIZIONE CARICO NEVE
  - 1.1 - ANALISI CARICO NEVE
  
- 2 - DEFINIZIONE CARICO VENTO
  - 2.1 - ANALISI CARICO VENTO

## 1 - DEFINIZIONE CARICO NEVE

Viene di seguito riportata la valutazione del carico verticale dovuto alla neve secondo quanto riportato al paragrafo 3.4 del *D.M. 14 gennaio 2008*.

I dati relativi al carico della neve sono condizionati dai seguenti elementi:

- sito di installazione
- altitudine =  $a_s$  (m s.l.m.)
- valore caratteristico del carico di neve al suolo riferito ad un periodo di ritorno di 50 anni =  $q_{sk}$
- coefficiente termico in funzione della configurazione di installazione della struttura e dell'interazione della perdita di calore della costruzione =  $C_t$
- coefficiente di esposizione in funzione delle caratteristiche specifiche dell'area in cui sorge la costruzione (battuta dai venti, normale, riparata) =  $C_E$
- fattore di forma della copertura in funzione della sua inclinazione =  $\mu_i$

Il carico provocato dalla presenza della neve è valutato con la seguente espressione:

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

### 1.1 - ANALISI CARICO NEVE

Di seguito si riportano i dettagli dei calcoli svolti con l'ausilio del software:

Unità di misura : cm ; Kgf/cmq ; Kgf/cm

Zona 0

Altitudine [m]: 239

Periodo di Ritorno [anni]: 50

$q_{sk}$  (carico neve al suolo) = .015702

COPERTURA A DUE FALDE

alfa1 (inclinazione della falda1 [°]) = 10

alfa2 (inclinazione della falda2 [°]) = 10

	mu	qs	qe
mul(alfa1)	.8	.012561	.635
0.5mul(alfa1)	.4	.006281	.079
mul(alfa2)	.8	.012561	.635
0.5mul(alfa2)	.4	.006281	.079

Descrizione immagine: Copertura ad una falda

Neve - CDM DOLMEN e omnia IS 16 - E:\dolmen16\lavori\TEST\_2

Cop ad una falda | 
  Cop a due falde | 
  Cop a più falde | 
  Cop cilindrica

Carico neve al suolo

Regione: Piemonte  
 Provincia: Torino  
 (Zona I Alpina)  
 Comune: Torino  
 Altitudine di riferimento [m]: 239  
 Periodo di ritorno: 50 anni  
 Carico neve al suolo  $q_{sk}$  [kN/m<sup>2</sup>]: 1.5398

Coeff. di esposizione: 1.0  
 Coeff. termico: 1.0

Casi particolari

Crea relazione  
 kgf , cm

Carico neve sulla copertura [kN/m<sup>2</sup>]

$\mu_1$   $q_{sk}$ : 1.2318

0°

$\mu$	$\mu_1$
$q_e$ [kN/m]	.623

Calcola

Descrizione immagine: copertura a due falde

Neve - CDM DOLMEN e omnia IS 16 - E:\dolmen16\lavori\TEST\_2

Cop ad una falda | Cop a due falde | Cop a più falde | Cop cilindrica

Carico neve al suolo

Regione  
Piemonte

Provincia  
Torino

(Zona I Alpina)

Comune  
Torino

Altitudine di riferimento [m] 239

Periodo di ritorno  
50 anni

Carico neve al suolo qsk [kN/m<sup>2</sup>]

Coeff. di esposizione 1.0

Coeff. termico 1.0

Casi particolari

Crea relazione

kgf, cm

Chiudi Calcola

Carico neve sulla copertura [kN/m<sup>2</sup>]

μ1(α1) qsk  
senza vento

0.5μ1(α1) qsk

μ1(α1) qsk  
con vento

μ1(α2) qsk

μ1(α2) qsk

0.5μ1(α2) qsk

	μ	μ1	0.5μ1
qe(A) [kN/m]			
qe(B) [kN/m]			

## 2 - DEFINIZIONE CARICO VENTO

Il vento, la cui direzione si considera generalmente orizzontale, esercita sulle costruzioni azioni che variano nel tempo e nello spazio provocando, in generale, effetti dinamici.

Per le costruzioni usuali tali azioni sono convenzionalmente ricondotte ad azioni statiche equivalenti, schematizzate tramite pressioni e depressioni agenti ortogonalmente alle superfici investite.

La pressione cinetica di calcolo  $p$  viene calcolata (secondo la procedura del paragrafo 3.3 del *D.M. 14 gennaio 2008*) considerando la zona climatica in cui ricade il sito di costruzione, che definisce la pressione cinetica di riferimento  $q_{ref}$ , opportunamente modificata per tenere in conto le specificità del sito stesso. Questa operazione è effettuata grazie ai coefficienti di esposizione, di forma e dinamico. In particolare si usa l'equazione:

$$p = q_{ref} \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$$

Il coefficiente di esposizione  $c_e$  dipende dall'altezza sul suolo del punto considerato, dalla topografia del terreno e dalla categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione.

Il coefficiente di forma  $c_p$  è funzione della tipologia e della geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento.

Il coefficiente dinamico  $c_d$  permette di tenere in conto gli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alle vibrazioni strutturali. Per edifici di forma

regolare non eccedenti 80m di altezza può essere cautelativamente assunto pari a 1.

## 2.1 - ANALISI CARICO VENTO

Vengono di seguito riportati i risultati e i parametri del calcolo del carico vento.

Unità di misura : cm ; Kgf/cmq ; cm/s

Convenzione di segno:

(+) compressione

(-) decompressione

Zona 1

Altitudine: 239

Periodo di Ritorno [anni]: 50

Classe di rugosità del terreno:A

Distanza dalla costa [km]: 100

Categoria di esposizione del sito: 5

Tipologia di costruzione:Edifici a pianta rettangolare con coperture piane a falde inclinate o curve

vref (velocità di riferimento) = 2500.

qref (pressione cinetica di riferimento) = .003983

cd (coefficiente dinamico) = 1.

cf (coefficiente d' attrito) = .01

P.to	z	ct(z)	ce(z)	par.1 esterno		par.1 interno	
				cp	p(z)	cp	p(z)
1 A	0.	1.	1.4794	.8	.004714	0.	0.
2	111.	1.	1.4794	.8	.004714	0.	0.
3	222.	1.	1.4794	.8	.004714	0.	0.
4	333.	1.	1.4794	.8	.004714	0.	0.
5	444.	1.	1.4794	.8	.004714	0.	0.
6	556.	1.	1.4794	.8	.004714	0.	0.
7	667.	1.	1.4794	.8	.004714	0.	0.
8	778.	1.	1.4794	.8	.004714	0.	0.
9	889.	1.	1.4794	.8	.004714	0.	0.
10 B	1000.	1.	1.4794	.8	.004714	0.	0.

P.to	z	ct(z)	ce(z)	par.2 esterno		par.2 interno	
				cp	p(z)	cp	p(z)
1 E	0.	1.	1.4794	-4	-0.02357	0.	0.
2	111.	1.	1.4794	-4	-0.02357	0.	0.
3	222.	1.	1.4794	-4	-0.02357	0.	0.
4	333.	1.	1.4794	-4	-0.02357	0.	0.
5	444.	1.	1.4794	-4	-0.02357	0.	0.
6	556.	1.	1.4794	-4	-0.02357	0.	0.
7	667.	1.	1.4794	-4	-0.02357	0.	0.
8	778.	1.	1.4794	-4	-0.02357	0.	0.
9	889.	1.	1.4794	-4	-0.02357	0.	0.
10 D	1000.	1.	1.4794	-4	-0.02357	0.	0.

P.to	z	ct(z)	ce(z)	fal.1 esterno		fal.1 interno	
				cp	p(z)	cp	p(z)
10 B	1000.	0.	1.4794	-4	-0.02357	0.	0.
11	1056.	0.	1.4794	-4	-0.02357	0.	0.
12	1111.	0.	1.4794	-4	-0.02357	0.	0.
13	1167.	0.	1.4794	-4	-0.02357	0.	0.
14	1222.	0.	1.4917	-4	-0.02377	0.	0.
15	1278.	0.	1.5217	-4	-0.02425	0.	0.
16	1333.	0.	1.5507	-4	-0.02471	0.	0.
17	1389.	0.	1.5786	-4	-0.02515	0.	0.

CDM Dolmen Srl-custom

18		1444.	0.		1.6056	-.	4		-.002558	0.		0.	
19 C		1500.	0.		1.6317	-.	4		-.0026		0.		0.

P.to	z		ct(z)	ce(z)	fal.2	esterno		fal.2	interno				
					cp	p(z)		cp	p(z)				
10 D		1000.	0.		1.4794	-.	4		-.002357	0.		0.	
11		1056.	0.		1.4794	-.	4		-.002357	0.		0.	
12		1111.	0.		1.4794	-.	4		-.002357	0.		0.	
13		1167.	0.		1.4794	-.	4		-.002357	0.		0.	
14		1222.	0.		1.4917	-.	4		-.002377	0.		0.	
15		1278.	0.		1.5217	-.	4		-.002425	0.		0.	
16		1333.	0.		1.5507	-.	4		-.002471	0.		0.	
17		1389.	0.		1.5786	-.	4		-.002515	0.		0.	
18		1444.	0.		1.6056	-.	4		-.002558	0.		0.	
19 C		1500.	0.		1.6317	-.	4		-.0026		0.		0.

P.to	z		pf(z)	
1 A-E		0.		.000059
2		111.		.000059
3		222.		.000059
4		333.		.000059
5		444.		.000059
6		556.		.000059
7		667.		.000059
8		778.		.000059
9		889.		.000059
10 B-D		1000.		.000059
11		1056.		.000059
12		1111.		.000059
13		1167.		.000059
14		1222.		.000059
15		1278.		.000061
16		1333.		.000062
17		1389.		.000063
18		1444.		.000064
19 C		1500.		.000065

**COMUNE DI TORINO**

**PROGETTO DI UN FABBRICATO PER CIVILE ABITAZIONE**

**TABULATI DI CALCOLO**

In conformità al paragrafo 10.2 del D.M. 14.01.2008 e relativa CIRCOLARE N. 617/09

***Committenti***  
**Sig. Rossi**

***Progettista strutturale***  
**Ing. Rossi**

***Progettista architettonico***  
**Arch. Rossi**

03/03/2017

Progetto eseguito con l'ausilio del software di calcolo DOLMEN





## **TABULATI DI CALCOLO**

### **INDICE**

1 - VERIFICA PILASTRI IN CEMENTO ARMATO

## 1 - VERIFICA PILASTRI IN CEMENTO ARMATO

I tabulati che seguono contengono i risultati delle verifiche relative ai pilastri in cemento armato. Se non diversamente specificato per il singolo pilastro, le caratteristiche e i requisiti di riferimento sono quelli riportati all'inizio di questo capitolo.

### Informazioni generali - Tipologia pilastro 1

Metodo di verifica : stati limite - NTC08 (q=3) ->  
 Duttilita' : bassa con gerarchia.  
 Unita' di misura : cm; daN; daN/cm; daNcm; daN/cm2; deform. %; 1/r %(permille)  
 Unita' particolari : fessure [Wk]:mm - ferri:mm e cm2 - sezioni:cm e derivate.  
 Copriferri (assi) : longitudinali= 3.5 ; staffe= 2.5  
 Imperfezioni : M minimo = N \* e0 ; M aggiunto = N \* ei  
 Instabilita' : snellezza limite [EC2 5.8.3.1]

### MATERIALI

CLS : C25/30; Rck=300; fck=249; fctk=17.91; fctm=25.58; Ecm=314472;  
 gc=1.5; fcd=141.1; fbd=26.86; fctd=11.94; Ecu=0.35%  
 ACCIAIO: B450C; ftk=5175; fyk=4500; Es=2100000;  
 gs=1.15; fyd=3913; ftd=4500; fud=4439.8; Eud=6.75%

### TENSIONI MASSIME IN ESERCIZIO

GRUPPO : ordinario.  
 CLS : Scls(rara)=149.4; Scls(quasi permanente)=112; fbd(esercizio)=26.86  
 ACCIAIO: Sacc(rara)=3600; Coeff.Omogeneizzazione=15

### CASI DI CARICO

Nome	Descrizione	Tipo	Ses
1	SLU SENZA SISMA	SLU (statico)	1
4	SLU con SISMAX PRINC	SLU (sismico)	16
5	SLU con SISMAY PRINC	SLU (sismico)	16
10	Rara	RARA	1
11	Frequente	FREQUENTE	1
12	Quasi Perm	QUASI PERMAN.	1

<-

\*-----\*

L'elemento che segue fa riferimento alla Tipologia 1.

### VERIFICA PILASTRO IN CEMENTO ARMATO

Nome pilastro : P001 (ID=36)  
 Aste : 72; 90

### SEZIONI UTILIZZATE

1) Rettangolare: base=40; alt.=25; Acls=1000; iy=11.55; iz=7.22

### DESCRIZIONE ASTE E ARMATURA LONGITUDINALE

As	Se	e0z	e0y	eiz	eiy	Lassi	Lnet	Lcr.I	Lcr.S	Af	% arm	
1	1	2.	2.	1.	1.	300.	275.	46.	46.	12.06	1.206	6Φ16
2	1	2.	2.	1.	1.	300.	275.	46.	46.	20.11	2.011	10Φ16

### GERARCHIA DELLE RESISTENZE

MOMENTI ULTIMI MINIMI (CASI SISMICI):

TABULATI DI CALCOLO

CDM Dolmen Srl-custom

Asta	caso	Myu- min	caso	Myu+ min	caso	Mzu- min	caso	Mzu+ min
1 I	4- 5	-829220.	4- 5	829220.	5- 5	-537020.	5- 5	537020.
1 S	4-10	-223240.	4-10	223240.	5-10	-358090.	5-10	358090.
2 I	5- 5	-1107780.	5- 5	1107780.	5- 5	-759280.	5- 5	759280.
2 S	4-10	-960380.	4-10	960380.	5-10	-704170.	5-10	704170.

TAGLI GERARCHIA:

Ast	Lp	caso	VEyd-	caso	VEyd+	caso	VEzd-	caso	VEzd+
1	275.	4-12	-4781.	4-12	4781.	5- 9	-7848.9	5- 9	7848.9
2	275.	4-12	-6238.5	4-12	6238.5	4- 7	-9486.8	4- 7	9486.8

VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

PRESSO-FLESSIONE (incluse le imperfezioni):

Asta	Caso	NEd	MEyd	MEzd	E cls	ScIs	E acc	Sacc	VE		
> 1	4-10	-14101.	77965.	1.22	224278.	1.07	-0.066	-77.3	.057	1202.7	SI
1	5-12	-17145.	248521.	1.	-88861.	1.	-0.058	-69.9	.036	751.1	SI
1	4-10	-13351.	-149352.	1.1	-569800.	1.02	-0.276	-141.1	.533	3940.8	SI
> 2	1- 1	-9270.	-197690.	1.05	476997.	1.02	-0.129	-123.4	.148	3109.7	SI
2	5- 7	-3276.	-192427.	1.	-25207.	1.	-0.028	-37.2	.034	719.	SI
2	1- 1	-8295.	151826.	1.06	-548077.	1.02	-0.138	-127.6	.166	3487.6	SI

SNELLEZZA LIMITE Y [EC2 5.8.3.1]:

Asta	Caso	NEd	MEyd inf	MEyd sup	10	A	B	C	nu	L lim	Lambd	VE
1	1- 1	-22671.4	-5603.1	121934.8	300.	1.7	1.29	1.75	.161	78.78	25.98	SI
2	5- 3	-3936.5	-150029.	-134154.	300.	1.7	1.45	.806	.028	98.23	25.98	SI

SNELLEZZA LIMITE Z [EC2 5.8.3.1]:

Asta	Caso	NEd	MEzd inf	MEzd sup	10	A	B	C	nu	L lim	Lambd	VE
1	5-14	-15454.9	-33918.7	-35392.6	300.	1.7	1.29	.742	.11	40.53	41.57	NO 13
2	1- 1	-9270.3	467726.3	-539782.	300.	1.7	1.45	2.57	.066	203.9	41.57	SI

TAGLIO Y:

Asta	Caso	VEd	VEd ger.	VRd	VRsd	VRcd	Asw	s	ctgT	VE
1 I	4-12	-2555.4	4781.	20967.7	21144.3	20967.7	1.01	9.	2.5	SI
1 C	4-12	-2555.4	4781.	10015.7	10015.7	20917.6	1.01	19.	2.5	SI
1 S	4-12	-2555.4	4781.	20867.6	21144.3	20867.6	1.01	9.	2.5	SI
2 I	4-14	-2188.4	6237.3	20985.	21408.6	20985.	1.51	12.	2.25	SI
2 C	4-12	-2239.1	-6238.5	10015.7	10015.7	19523.7	1.01	19.	2.5	SI
2 S	4-13	-2146.2	6237.8	20932.8	20932.8	21203.6	1.51	12.	2.2	SI

TAGLIO Z:

Asta	Caso	VEd	VEd ger.	VRd	VRsd	VRcd	Asw	s	ctgT	VE
1 I	5-14	-2193.1	-7834.5	26563.1	26563.1	26891.6	1.01	9.	1.85	SI
1 C	5- 9	-2893.8	7848.9	17003.4	17003.4	22216.8	1.01	19.	2.5	SI
1 S	5- 9	-2893.8	7848.9	26563.1	26563.1	26887.2	1.01	9.	1.85	SI
2 I	4- 5	-547.	9447.	22774.5	23153.	22774.5	1.01	12.	2.15	SI
2 C	4- 7	-998.6	9486.8	17003.4	17003.4	20579.5	1.01	19.	2.5	SI
2 S	4- 5	-547.	9447.	22656.7	23153.	22656.7	1.01	12.	2.15	SI

NEd LIMITE (NEd < Nmax , Nmax=65% di Ncls ; Ncls=fcd\*Ac) [7.4.4.2.2.1]:

Asta	Caso	NEd	Nmax	Ncls	% Ncls	VE
1	5-12	-17519.5	-91715.	-141100.	12.42	SI
2	5-12	-6212.5	-91715.	-141100.	4.4	SI

VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO

RARE:

Asta	Caso	NEd	MEyd	MEzd	ScIs	Sacc	VE
1 I	10- 1	-16059.1	-3855.2	15510.2	-17.2	-168.4	SI
1 C	10- 1	-15684.1	40020.8	-66696.3	-31.2	-.6	SI
1 S	10- 1	-15309.1	83896.8	-148902.9	-62.3	517.4	SI
2 I	10- 1	-6645.8	-132234.8	328640.6	-112.	2039.6	SI
2 C	10- 1	-6270.8	-14048.4	-25834.6	-11.1	-4.1	SI
2 S	10- 1	-5895.8	104138.1	-380309.7	-119.7	2322.6	SI

## CDM Dolmen Srl-custom

### FREQUENTI:

Asta	Caso	NEd	MEyd	MEzd	Sc1s	Sacc	VE
1	I	11- 1	-13947.2	-3671.1	14871.	-15.2	-142.9 SI
1	C	11- 1	-13572.2	38108.7	-63950.6	-28.8	22.1 SI
1	S	11- 1	-13197.2	79888.6	-142772.2	-60.	573.4 SI
2	I	11- 1	-5205.9	-121654.1	275206.1	-95.8	1756.1 SI
2	C	11- 1	-4830.9	-15663.	-4228.2	-6.2	-27.2 SI
2	S	11- 1	-4455.9	90328.2	-283662.5	-91.8	1762.8 SI

### QUASI PERMANENTI:

Asta	Caso	NEd	MEyd	MEzd	Sc1s	Sacc	VE
1	I	12- 1	-13242.2	-3609.6	14489.8	-14.5	-134.7 SI
1	C	12- 1	-12867.2	37469.3	-62311.9	-27.9	28.3 SI
1	S	12- 1	-12492.2	78548.2	-139113.6	-58.7	581.8 SI
2	I	12- 1	-4759.3	-118127.2	256791.2	-90.2	1656.3 SI
2	C	12- 1	-4384.3	-16196.9	1729.8	-5.5	-26.1 SI
2	S	12- 1	-4009.3	85733.4	-253331.7	-83.	1586.3 SI

### MESSAGGI

13) Snellezza eccessiva [4.1.2.1.7.2].

\*-----\*

**COMUNE DI TORINO**

**PROGETTO DI UN FABBRICATO PER CIVILE ABITAZIONE**

**FONDAZIONI**

In conformità al paragrafo 10.1 del D.M. 14.01.2008 e relativa CIRCOLARE N. 617/09

***Committenti***  
**Sig. Rossi**

***Progettista strutturale***  
**Ing. Rossi**

***Progettista architettonico***  
**Arch. Rossi**

09/01/2017

Progetto eseguito con l'ausilio del software di calcolo DOLMEN





## **FONDAZIONI**

### **INDICE**

1 - NODI VINCOLATI

La presente relazione contiene i dettagli sulla modellazione delle fondazioni. In particolare vengono evidenziate le tipologie strutturali adottate.

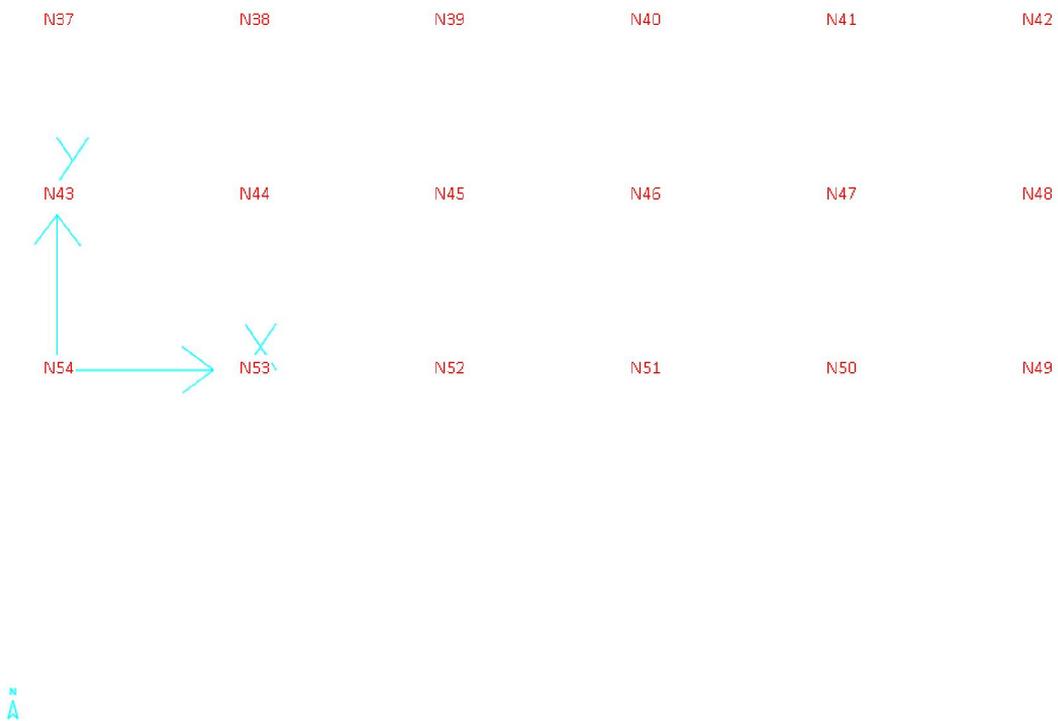
## 1 - Nodi vincolati

### Vista su un piano con evidenziati i nodi vincolati

Piano XY Z = 0 cm

Elenco dei casi di carico selezionati: 1 4 5

Piano XY Z = 0 cm



La fondazione della struttura è stata realizzata grazie ai seguenti vincoli puntuali

### PLINTO



Sch	Plinto	Wk [daN/cm <sup>3</sup> ]	ang Xl/Xg	Lx [cm]	Ly [cm]	H [cm]	Δx [cm]	Δy [cm]	Δz [cm]
4		5	0	100	100	50	0	0	0

Dove:

- Sch è il numero di scheda vincolo del modello tridimensionale
- Wk è il modulo di Winkler del terreno
- ang Xl/Xg l'angolo tra l'asse x locale del plinto e l'asse x globale del modello
- Lx la lunghezza in direzione x del plinto
- Ly la lunghezza in direzione y del plinto
- H l'altezza
- $\Delta x, \Delta y, \Delta z$  lo scostamento del plinto rispetto alla base del pilastro.

Questo vincolo è stato applicato ai nodi:

N37 N38 N39 N43 N44 N45 N51 N52 N53 N54 N40 N41 N42 N46 N47 N48 N49 N50