

## INDICE

1	OGGETTO .....	2
2	CARATTERISTICHE STRUTTURALI .....	2
2.1	Camerette SF01 .....	2
2.2	Cameretta P03 .....	2
2.3	Schema tipo camerette .....	2
3	NORMATIVE E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO .....	2
3.1	Normative .....	2
4	MATERIALI .....	4
4.1	Calcestruzzo per strutture realizzate in opera .....	4
4.1.1	Calcestruzzo per opere idrauliche .....	4
4.2	Acciaio per strutture calcestruzzo armato .....	4
5	ANALISI DEI CARICHI .....	5
5.1	Carichi verticali .....	5
5.1.1	Terreno .....	5
5.1.2	Variabile da traffico .....	5
5.2	Carichi orizzontali .....	5
5.2.1	Terreno .....	5
5.2.2	Variabili da traffico .....	5
5.3	Sisma .....	5
5.4	CRITERI DI CALCOLO E DI VERIFICA .....	7
6	PIANO DI MANUTENZIONE .....	9
6.1	Strutture di fondazione .....	9
6.1.1	Anomalie riscontrabili .....	10
6.1.2	Controlli eseguibili dall'utente .....	10
6.1.3	Manutenzioni eseguibili da personale specializzato .....	10
6.2	Strutture di elevazione .....	11
6.2.1	Requisiti e prestazioni (UT) .....	11
6.3	Strutture orizzontali .....	14
6.3.1	Anomalie riscontrabili .....	14
6.3.2	Controlli eseguibili da personale specializzato .....	16
6.3.3	Manutenzioni eseguibili da personale specializzato .....	17
6.4	Strutture verticali .....	17
6.4.1	Anomalie riscontrabili .....	17
6.4.2	Controlli eseguibili da personale specializzato .....	19
6.4.3	Manutenzioni eseguibili da personale specializzato .....	20
ALLEGATO A:	MODELLAZIONE STRUTTURALE .....	21
ALLEGATO B:	ELABORATO DI CALCOLO CAMERETTA SF01 .....	29
ALLEGATO C:	ELABORATO DI CALCOLO CAMERETTA P03 .....	33
ALLEGATO D:	ELABORATO DI CALCOLO CAMERETTA TIPO .....	39
VERIFICHE .....		39
Cameretta 120 X 120 x 200 .....		39
Cameretta 200 X 200 x 200 .....		45
Cameretta 280 X 280 x 200 .....		52
CARICHI APPLICATI .....		60
Carichi Verticali .....		60
Carichi Orizzontali .....		62

## **1 OGGETTO**

La presente relazione di calcolo, predisposta ai sensi Norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. del 14.02.2008, descrive i criteri e le modalità di progetto delle opere strutturali previste nel progetto definitivo - esecutivo dell'intervento di riqualificazione della roggia del Valletto nel tratto compreso tra via Sant'Ambrogio e la sua confluenza nella roggia dell'Orrido.

## **2 CARATTERISTICHE STRUTTURALI**

I manufatti oggetto della seguente relazione sono costituiti dai manufatti denominati SF01 e P03 e dalle camerette d'ispezione tipo di curva e di linea. Tutte le strutture sono interrato e devono assicurare la tenuta idraulica. Non essendo al di sotto della sede stradale i manufatti SF01 e P03 vengono tutte calcolate con i carichi variabili assegnati a ponti di III CATEGORIA.

### **2.1 Camerette SF01**

La cameretta con dimensioni interne 2,50 x 3,50m è composta essenzialmente da una platea di fondazione di altezza 30cm, murature di elevazione sul perimetro con uno spessore di 30cm e una soletta in carpenteria metallica completamente removibile. L'altezza interna netta è di circa 1,80m.

### **2.2 Cameretta P03**

La cameretta con dimensioni interne 2,40 x 2,40m, con un lato smussato per allinearsi al nuovo collettore; la base di appoggio è data da una platea di fondazione di altezza 25 cm, le murature di elevazione sul perimetro hanno uno spessore di 25cm e la soletta di copertura dello spessore di 30cm è interamente in c.a. gettato in opera. L'altezza interna netta è di circa 2,50m.

### **2.3 Schema tipo camerette**

Si allega una descrizione TIPO con differenti misure e affondamenti delle altre camerette.

## **3 NORMATIVE E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO**

### **3.1 Normative**

Il dimensionamento delle strutture sarà condotto nel rispetto delle normative vigenti con particolare riferimento a:

- Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato normale e precompresso ed a struttura metallica (Legge 1086/71 del 5 Novembre 1971).

- Norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. del 14.02.2008.

Ed inoltre:

- Norme tecniche per il progetto, la valutazione e l'adeguamento delle costruzioni in zona sismica (Ordinanza n. 3274 G.U. 105 del 08.05.2003) e relativi aggiornamenti.

- Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica. (Ordinanza del Consiglio dei Ministri n° 3274 pubb. sulla G.U. n° 105 dell'8/5/2003).

- Ulteriori modifiche ed integrazioni all'ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003, recante «Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica» (Ordinanza del Consiglio dei Ministri n° 3431 pubb. sulla G.U. n° 107 del 10/05/2005).

- UNI ENV 1992-1-1: Progettazione delle strutture di calcestruzzo Parte 1-1 : Regole generali – Regole generali e regole per gli edifici

- Regolamento di attuazione della direttiva 89/106/CEE relativa ai prodotti da costruzione (D.P.R. n. 246 del 21.04.1993).

- UNI EN 206-1 :2001 Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità.

- UNI 11104:2004 Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità - Istruzioni complementari per l'applicazione della EN 206-1

- Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 - Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008

- UNI EN 1995-1-1:2005 Eurocodice 5 – "Progettazione delle strutture in legno – Parte 1-1 – Regole generali – Regole comuni e regole per gli edifici".

- Appendici nazionali approvate dal Consiglio Superiore dei LL.PP. in data 27/7/2007

- Norme tecniche relative ai "Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi" (D.M. del 16.01.1996).

- Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi" di cui al D.M. 16.01.1996 (Circolare MIN. LL. PP. n°156.AA.GG./STC del 4.07.1996).
- Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione (D.M. del 11.03.1988).
- Istruzioni riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione. (Circolare MIN. LL. PP. n°30483 del 24.09.1988).
- Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche (D.M. del 9.01.1996).
- Istruzioni per l'applicazione delle " Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche " di cui al D.M. 09.01.1996 (Circolare MIN. LL. PP. n°252 AA.GG./STC del 15.10.1996).
- Norma UNI 9502 - Procedimento analitico per valutare la resistenza al fuoco degli elementi strutturali in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso.
- UNI ENV 1992-1-2: Progettazione delle strutture di calcestruzzo

Parte 1-2: Regole generali – Progettazione della resistenza all'incendio

## **4 MATERIALI**

Nel dimensionamento delle strutture si farà riferimento a materiali con le seguenti caratteristiche:

### **4.1 Calcestruzzo per strutture realizzate in opera**

#### *4.1.1 Calcestruzzo per opere idrauliche*

C32/40 con  $R_{ck,28gg} \geq 40 \text{ N/mm}^2$

classe di esposizione XC4 (UNI 11104)

classe di consistenza S4 (UNI 11104)

copriferro minimo 30 mm per c.a. e 40 mm per c.a.p.

### **4.2 Acciaio per strutture calcestruzzo armato**

B450C controllato in stabilimento

Tensione caratteristica di snervamento  $f_{yk} \geq 450 \text{ N/mm}^2$

Tensione caratteristica di rottura  $f_{tk} \geq 540 \text{ N/mm}^2$

## **5 ANALISI DEI CARICHI**

Nell'ambito della normativa vigente la struttura in oggetto sarà soggetta ai seguenti carichi ambientali:

### **5.1 Carichi verticali**

Si riportano qui di seguito i carichi elementari applicati ai vari elementi strutturali, combinati poi secondo normativa vigente.

#### **5.1.1 *Terreno***

Il carico "terreno sopra soletta" applicato è  $20 \text{ kN/m}^2$

#### **5.1.2 *Variabile da traffico***

I carichi variabili comprendono i carichi legati alla destinazione d'uso dell'opera. Per la determinazione dei carichi variabili da traffico si fa riferimento alle NTC # 5.1.3.3.3. considerando la struttura come Ponte di 1° categoria.

Schema di Carico 1: è costituito da carichi concentrati di su due assi in tandem, applicati su impronte di pneumatico di forma quadrata e lato  $0,40 \text{ m}$  ( $150 \text{ kN}$  ad impronta – totale  $600 \text{ kN}$ ), e da carichi uniformemente distribuiti pari a  $9,0 \text{ kN/m}^2$

Schema di Carico 2: è costituito da un singolo asse applicato su specifiche impronte di pneumatico di forma rettangolare, di larghezza  $0,60 \text{ m}$  ed altezza  $0,35 \text{ m}$  ( $200 \text{ kN}$  ad impronta – totale  $400 \text{ kN}$ ). Questo schema è stato considerato autonomamente con asse longitudinale nella posizione più gravosa ed è stato assunto a riferimento solo per verifiche locali. Tali valori sono includono gli effetti dinamici in quanto si è considerato una pavimentazione di media rugosità.

### **5.2 Carichi orizzontali**

#### **5.2.1 *Terreno***

Si riportano qui di seguito i carichi distribuiti trapezoidali assegnati al fabbricato. Nelle immagini sottostanti sono stati indicati unicamente i carichi applicati su una faccia. In maniera analoga sono stati riportati i carichi sulle restanti facce.

#### **5.2.2 *Variabili da traffico***

Sono stati assegnati  $20 \text{ kN/m}^2$  di accidentali, trasformati in spinta orizzontale di  $20 \text{ kN/m}^2 \times k_0 = 10 \text{ kN/m}^2$ .

### **5.3 Sisma**

Il territorio del Comune di Inverigo è inserito sismica in zona 4 come da modifiche della nuova zonizzazione introdotta dal DGR 11 luglio 2014 n.X/2129, per la quale è indicato un valore massimo di accelerazione sismica al suolo  $SLV_{ag} = 0,049128g$ .

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali è definito dalle seguenti espressioni:

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

$$T_B \leq T \leq T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$$T_C \leq T \leq T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left( \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

$T$  = periodo proprio di vibrazione della struttura

$S_e$  = accelerazione spettrale orizzontale

$S = S_s + S_t$  = coefficiente che tiene conto del tipo di sottosuolo e delle condizioni topografiche

Si calcolano le seguenti caratteristiche in funzione del tipo di suolo (nel caso in esame suolo di tipo B e categoria topografica T1):

$$S_s = 1.00 \leq 1.40 - 0.40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1.2 \quad \text{coeff. di amplificazione stratigrafica}$$

$$S_t = 1 \quad \text{coefficiente di amplificazione topografica}$$

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0.55$$

fattore che altera lo spettro di risposta elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali  $\xi$  diversi dal 5%;

$$F_0 \geq 2.2$$

fattore che quantifica l'accelerazione spettrale massima;

$$T_C = C_c \cdot T_C^*$$

periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro, con  $C_c$  coefficiente funzione della categoria di sottosuolo;

$$C_c = 1.10 \cdot (T_C^*)^{-0.20}$$

coefficiente funzione della categoria di sottosuolo;

$$T_B = T_C/3$$

periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante;

$$T_D = 4.0 \cdot \frac{a_g}{g} + 1.6$$

periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro a spostamento costante dello spettro.

Le probabilità (PVR) di superamento dell'azione sismica in funzione dei periodi di ritorno corrispondenti agli stati limite considerati sono:

SLO – Stato limite di operatività	PVR= 64,6% - 96 anni
SLD – Stato limite di danno	PVR= 53,08% - 132 anni
SLV – Stato limite di salvaguardia della vita	PVR= 9,75% - 975 anni
SLC – Stato limite di collasso	PVR= 4,94% - 1975 anni

Si assume un fattore di struttura in classe di duttilità B per strutture con pareti accoppiate pari a  $q=3.6$

Gli spostamenti della struttura sotto l'azione sismica di progetto SLV si ottengono utilizzando la seguente relazione (N.T.C. par. 7.3.3.3)

$$d_E = \pm \mu_d \cdot d_{Ee}$$

Dove

$$\mu_d = q \text{ se } T_1 \geq T_c$$

$$\mu_d = 1 + (q - 1) \cdot \frac{T_c}{T_1} \text{ se } T_1 < T_c$$

In ogni caso  $\mu_d \leq 5q - 4$

Per risalire allo spettro di progetto, si è utilizzato il foglio di calcolo *Spettri-NTC ver.1.03.xls*, messo a disposizione dal Consiglio superiore dei Lavori Pubblici in cui sono state inserite le coordinate geografiche del fabbricato in oggetto.

I valori di progetto per la determinazione dello spettro sono:

Vita nominale della costruzione assunta	$V_n = 50$ anni
Classe d'uso del fabbricato in oggetto	$c_u = 1.0$ (classe II)
Periodo di riferimento per la costruzione	$VR = 50$ anni

#### 5.4 CRITERI DI CALCOLO E DI VERIFICA

Le verifiche sono eseguite con riferimento al metodo degli stati limite, in particolare devono essere esaminati gli stati limite ultimi e quelli di esercizio (spostamenti, tensioni di esercizio).

*Stati limite ultimi*Acciaio  $\gamma_s = 1.15$ calcestruzzo  $\gamma_c = 1.5$ *Stati limite di esercizio*Acciaio  $\gamma_s = 1.0$ calcestruzzo  $\gamma_c = 1.0$ La resistenza di calcolo del calcestruzzo  $f_{cd}$  risulta pari a:

$$f_{cd} = 0.85 \cdot \frac{0.83 \cdot R_{ck}}{1.5}$$

Per gli stati limite ultimi sono adottate le seguenti combinazioni di carichi:

*Combinazione fondamentale*

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} G_2 + \gamma_P P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot Q_3 + \dots$$

*Combinazione eccezionale*

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} Q_{k2} + \dots$$

*Combinazione con sisma*

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

con

 $G_1$  = valore caratteristico delle azioni permanenti strutturali $G_2$  = valore caratteristico dei sovraccarichi variabili $P_k$  = valore caratteristico della forza di precompressione $Q_{1k}$  = valore caratteristico dell'azione di base di ogni combinazione $\gamma_{g1}$  = 1.3 (1.0 se il suo contributo aumenta la sicurezza) $\gamma_{g2}$  = 1.5 (1.0 se il suo contributo aumenta la sicurezza) $\gamma_p$  = 0.9 (1.2 se il suo contributo aumenta la sicurezza) $\gamma_q$  = 1.5 (0 se il suo contributo aumenta la sicurezza)

Per gli stati limite di esercizio sono adottate le seguenti combinazioni di carichi:

*Combinazioni di carico rare*

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{02} Q_{k2} + \psi_{03} Q_{03} + \dots$$

*Combinazioni di carico frequenti*



$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} Q_{k2} + \psi_{23} Q_{k3} + \dots$$

Combinazioni di carico quasi permanenti

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} Q_{k2} + \psi_{23} Q_{k3} + \dots$$

In particolare sono state valutate le seguenti combinazioni di carico allo stato limite ultimo:

CC – SLU accidentali:

$$1.3G_1 + 1.5G_2 + 1.5Q_{var} + 0.9Q_{vento}$$

CC – SLU vento  $N_{max}$ :

$$1.3G_1 + 1.5G_2 + 1.05Q_{var} + 1.5Q_{vento}$$

CC – SLU vento  $N_{min}$ :

$$1.0G_1 + 1.0G_2 + 1.5Q_{vento}$$

CC – SLV sisma:

$$E_{max} + 1.0 G_1 + 1.0G_2 + 0.3 Q_{var} + \gamma_{sp} S_{pterra}$$

La combinazione è stata suddivisa in 4 sottocombinazioni per ottenere la condizione più sfavorevole dell'azione sismica  $E_{max}$

CC1: sisma  $X \pm 0.3Y$

CC2: sisma  $Y \pm 0.3X$

CC3: sisma  $-X \pm 0.3Y$

CC4: sisma  $-Y \pm 0.3X$

Per gli stati limite di esercizio si considerano le seguenti combinazioni:

CC – SLE rara accidentali:

$$G_1 + G_2 + Q_{var} + 0.6Q_{vento}$$

CC – SLE rara vento:

$$G_1 + G_2 + 0.7Q_{var} + 0.6Q_{vento}$$

CC – SLE quasi permanente

$$G_1 + G_2 + 0.3 Q_{var}$$

CC – SLO sisma

$$G_1 + G_2 + 0.3 Q_{var} + E_{SLO}$$

## 6 PIANO DI MANUTENZIONE

### 6.1 Strutture di fondazione

Insieme degli elementi tecnici orizzontali del sistema edilizio avente funzione di trasmettere al terreno il peso della struttura e delle altre forze esterne.

### 6.1.1 *Anomalie riscontrabili*

#### 01.01.02.A01 Cedimenti

Dissesti dovuti a cedimenti di natura e causa diverse, talvolta con manifestazioni dell'abbassamento del piano di imposta della fondazione.

#### 01.01.02.A02 Distacchi murari

#### 01.01.02.A03 Fessurazioni

Degradazione che si manifesta con la formazione di soluzioni di continuità del materiale e che può implicare lo spostamento reciproco delle parti.

#### 01.01.02.A04 Lesioni

Si manifestano con l'interruzione del tessuto murario. Le caratteristiche e l'andamento ne caratterizzano l'importanza e il tipo.

#### 01.01.02.A05 Non perpendicolarità del fabbricato

Non perpendicolarità dell'edificio a causa di dissesti o eventi di natura diversa

#### 01.01.02.A06 Umidità

Presenza di umidità dovuta spesso per risalita capillare

### 6.1.2 *Controlli eseguibili dall'utente*

#### 01.01.02.C01 Controllo struttura

Cadenza: ogni 12 mesi

Tipologia: Controllo a vista

Controllare l'integrità delle pareti e dei pilastri verificando l'assenza di eventuali lesioni e/o fessurazioni. Controllare eventuali smottamenti del terreno circostante alla struttura che possano essere indicatori di cedimenti strutturali. Effettuare verifiche e controlli approfonditi particolarmente in corrispondenza di manifestazioni a calamità naturali (sisma, nubifragi, ecc.).

Requisiti da verificare: 1) Resistenza meccanica.

Anomalie riscontrabili: 1) Cedimenti; 2) Distacchi murari; 3) Fessurazioni; 4) Lesioni; 5) Non perpendicolarità del fabbricato; 6) Umidità.

Ditte specializzate: Tecnici di livello superiore.

### 6.1.3 *Manutenzioni eseguibili da personale specializzato*

#### 01.01.02.I01 Interventi sulle strutture

Cadenza: quando occorre

In seguito alla comparsa di segni di cedimenti strutturali (lesioni, fessurazioni, rotture), effettuare accurati accertamenti per la diagnosi e la verifica delle strutture, da parte di tecnici qualificati, che possano individuare la causa/effetto del dissesto ed evidenziare eventuali modificazioni strutturali tali da compromettere la stabilità delle strutture, in particolare verificare la perpendicolarità del fabbricato. Procedere quindi al consolidamento delle stesse a secondo del tipo di dissesti riscontrati.

### 6.2 Strutture di elevazione

Si definiscono strutture di elevazione gli insiemi degli elementi tecnici del sistema edilizio aventi la funzione di resistere alle azioni di varia natura agenti sulla parte di costruzione fuori terra, trasmettendole alle strutture di fondazione e quindi al terreno.

#### 6.2.1 *Requisiti e prestazioni (UT)*

##### 01.02.R01 (Attitudine al) controllo delle dispersioni elettriche

Classe di Requisiti            Protezione elettrica

Classe di esigenza:        Sicurezza

Le strutture di elevazione dovranno in modo idoneo impedire eventuali dispersioni elettriche.

Prestazioni:

Tutte le parti metalliche facenti parte delle strutture di elevazione dovranno essere connesse ad impianti di terra mediante dispersori. In modo che esse vengano a trovarsi allo stesso potenziale elettrico del terreno.

Livello minimo della prestazione

Essi variano in funzione delle modalità di progetto.

Riferimenti normativi

Legge 1.3.1968 n.186; -Legge 5.3.1990 n.46; -D.P.R. 27.4.1995 n.547; -D.Lgs. 19.9.1994, n.626; -D.Lgs 14.8.1996 n.494; -UNI 8290-2; -CEI 11-1; -CEI 11-8; -CEI 1-11; -CEI 64-8; -CEI 81-1; -CEI S.423.

##### 01.02.R02 Resistenza agli agenti aggressivi

Classe di Requisiti:        Protezione dagli agenti chimici ed organici

Classe di esigenza:        Sicurezza

Le strutture di elevazione non debbono subire dissoluzioni o disgregazioni e mutamenti di aspetto a causa dell'azione di agenti aggressivi chimici.

Prestazioni:

Le strutture di elevazione dovranno conservare nel tempo, sotto l'azione di agenti chimici (anidride carbonica, solfati, ecc.) presenti in ambiente, le proprie caratteristiche funzionali.

Livello minimo della prestazione:

Nelle opere e manufatti in calcestruzzo, il D.M. 9.1.1996 prevede che gli spessori minimi del copriferro variano in funzione delle tipologie costruttive, in particolare l'art.6.1.4 del D.M. recita: “ \*...+ La superficie dell'armatura resistente, comprese le staffe, deve distare dalle facce esterne del conglomerato di almeno 0,8 cm nel caso di solette, setti e pareti, e di almeno 2 cm nel caso di travi e pilastri. Tali misure devono essere aumentate, e rispettivamente portate a 2 cm per le solette e a 4 cm per le travi ed i pilastri, in presenza di salsedine marina, di emanazioni nocive, od in ambiente comunque aggressivo. Copriferri maggiori possono essere utilizzati in casi specifici (ad es. opere idrauliche).”

Riferimenti normativi

D.M. 9.1.1996; -Capitolato Generale Opere Pubbliche; -UNI 7699; -UNI 8290-2; -UNI 8403; -UNI 8744; -UNI 8903; -UNI 8981-7; -UNI 9388; -UNI 9398; -UNI 9535; -UNI 9535 FA 1-92; -UNI 9747; -UNI 9747 FA 1-94; -UNI 9944; -UNI 10322.

01.02.R03 Resistenza agli attacchi biologici

Classe di Requisiti: Protezione dagli agenti chimici ed organici

Classe di esigenza: Sicurezza

Prestazioni:

Le strutture di elevazione costituite da elementi in legno non dovranno permettere la crescita di funghi, insetti, muffe, organismi marini, ecc., ma dovranno conservare nel tempo le proprie caratteristiche funzionali anche in caso di attacchi biologici. Gli elementi in legno dovranno essere trattati con prodotti protettivi idonei.

Livello minimo della prestazione:

I valori minimi di resistenza agli attacchi biologici variano in funzione dei materiali, dei prodotti utilizzati, delle classi di rischio, delle situazioni generali di servizio, dell'esposizione a umidificazione e del tipo di agente biologico.

DISTRIBUZIONE DEGLI AGENTI BIOLOGICI PER CLASSI DI RISCHIO (UNI EN 335-1)

CLASSE DI RISCHIO: 1;

Situazione generale di servizio: non a contatto con terreno, al coperto (secco);

Descrizione dell'esposizione a umidificazione in servizio: nessuna;

Distribuzione degli agenti biologici: a)funghi: -; b)\*insetti: U; c)termiti: L; d)organismi marini:

CLASSE DI RISCHIO: 2;

Situazione generale di servizio: non a contatto con terreno, al coperto (rischio di umidificazione);

Descrizione dell'esposizione a umidificazione in servizio: occasionale;

Distribuzione degli agenti biologici: a)funghi: U; b)\*insetti: U; c)termiti: L; d)organismi marini:

CLASSE DI RISCHIO: 3;

Situazione generale di servizio: non a contatto con terreno, non al coperto;

Descrizione dell'esposizione a umidificazione in servizio: frequente;

Distribuzione degli agenti biologici: a)funghi: U; b)\*insetti: U; c)termiti: L; d)organismi marini:

CLASSE DI RISCHIO: 4;

Situazione generale di servizio: a contatto con terreno o acqua dolce;

Descrizione dell'esposizione a umidificazione in servizio: permanente;

Distribuzione degli agenti biologici: a)funghi: U; b)\*insetti: U; c)termiti: L; d)organismi marini:

CLASSE DI RISCHIO: 5;

Situazione generale di servizio: in acqua salata;

Descrizione dell'esposizione a umidificazione in servizio: permanente;

Distribuzione degli agenti biologici: a)funghi: U; b)\*insetti: U; c)termiti: L; d)organismi marini: U.

DOVE:

U = universalmente presente in Europa

L = localmente presente in Europa

\* il rischio di attacco può essere non significativo a seconda delle particolari situazioni di servizio

Riferimenti normativi:

UNI 8662/1; -UNI 8662/2; -UNI 8662/3; -UNI 8290-2; -UNI 8789; -UNI 8795; -UNI 8859; -UNI 8940; -UNI 8976; -UNI 9090;  
-UNI 9092/1; -UNI EN 335/1; -UNI EN 335/2; -UNI ENV 1099.

01.02.R04 Resistenza al fuoco

Classe di Requisiti: Protezione antincendio

Classe di esigenza: sicurezza

La resistenza al fuoco rappresenta l'attitudine degli elementi che costituiscono le strutture a conservare, in un tempo determinato, la stabilità (R), la tenuta (E) e l'isolamento termico (I). Essa è intesa come il tempo necessario affinché la struttura raggiunga uno dei due stati limite di stabilità e di integrità, in corrispondenza dei quali non è più in grado sia di reagire ai carichi applicati sia di impedire la propagazione dell'incendio.

Prestazioni:

Gli elementi delle strutture di elevazione devono presentare una resistenza al fuoco (REI) non inferiore a quello determinabile in funzione del carico d'incendio, secondo le modalità specificate nella C.M. dell'Interno 14.9.1961 n.91.

Livello minimo della prestazione:

In particolare gli elementi costruttivi delle strutture di elevazione devono avere la resistenza al fuoco indicata di seguito, espressa in termini di tempo entro il quale le strutture di elevazioni conservano stabilità, tenuta alla fiamma, ai fumi ed isolamento termico:

Altezza antincendio (m): da 12 a 32 - Classe REI (min): 60;

Altezza antincendio (m): da oltre 32 a 80 - Classe REI (min): 90;

Altezza antincendio (m): oltre 80 - Classe REI (min): 120.

Riferimenti normativi:

D.M. 30.11.1983 (Termini, definizioni generali e simboli grafici di prevenzione incendi); -D.M. 6.3.1986 (Calcolo del carico d'incendio per locali aventi strutture portanti in legno); -D.M. 16.5.1987 (Norme di sicurezza antincendi per gli edifici di civile abitazione); -D.M. 26.08.1992; -C.M. Interno 14.9.1961 n.91 (Norme di sicurezza per la protezione contro il fuoco dei fabbricati in acciaio destinati ad uso civile); -UNI FA 100; -UNI FA 100-83; -UNI 7678; -UNI 8290-2; -UNI 9502; -UNI 9503; -UNI 9504; -UNI 9723; -UNI 9504; -ISO 834; -ISO 1182; -C.N.R. 37/1973.

### **6.3 Strutture orizzontali**

Le strutture orizzontali o inclinate sono costituite dagli elementi tecnici con funzione di sostenere orizzontalmente i carichi agenti, trasmettendoli ad altre parti strutturali ad esse collegate. Le strutture di elevazione orizzontali o inclinate a loro volta possono essere suddivise in: strutture per impalcati piani; strutture per coperture inclinate

#### **6.3.1 *Anomalie riscontrabili***

##### **01.02.01.A01 Alveolizzazione**

Degradazione che si manifesta con la formazione di cavità di forme e dimensioni variabili. Gli alveoli sono spesso interconnessi e hanno distribuzione non uniforme. Nel caso particolare in cui il fenomeno si sviluppa essenzialmente in profondità con andamento a diverticoli si può usare il termine alveolizzazione a caratura.

##### **01.02.01.A02 Bolle d'aria**

Alterazione della superficie del calcestruzzo caratterizzata dalla presenza di fori di grandezza e distribuzione irregolare, generati dalla formazione di bolle d'aria al momento del getto.

#### 01.02.01.A03 Cavillature superficiali

Sottile trama di fessure sulla superficie del calcestruzzo.

#### 01.02.01.A04 Crosta

Deposito superficiale di spessore variabile, duro e fragile, generalmente di colore nero.

#### 01.02.01.A05 Decolorazione

Alterazione cromatica della superficie.

#### 01.02.01.A06 Deposito superficiale

Accumulo di pulviscolo atmosferico o di altri materiali estranei, di spessore variabile, poco coerente e poco aderente alla superficie del rivestimento.

#### 01.02.01.A07 Disgregazione

Decoesione caratterizzata da distacco di granuli o cristalli sotto minime sollecitazioni meccaniche.

#### 01.02.01.A08 Distacco

Disgregazione e distacco di parti notevoli del materiale che può manifestarsi anche mediante espulsione di elementi prefabbricati dalla loro sede.

#### 01.02.01.A09 Efflorescenze

Formazione di sostanze, generalmente di colore biancastro e di aspetto cristallino o polverulento o filamentoso, sulla superficie del manufatto. Nel caso di efflorescenze saline, la cristallizzazione può talvolta avvenire all'interno del materiale provocando spesso il distacco delle parti più superficiali: il fenomeno prende allora il nome di criptoefflorescenza o subefflorescenza.

#### 01.02.01.A10 Erosione superficiale

Asportazione di materiale dalla superficie dovuta a processi di natura diversa. Quando sono note le cause di degrado, possono essere utilizzati anche termini come erosione per abrasione o erosione per corrosione (cause meccaniche), erosione per corrosione (cause chimiche e biologiche), erosione per usura (cause antropiche).

#### 01.02.01.A11 Esfoliazione

Degradazione che si manifesta con distacco, spesso seguito da caduta, di uno o più strati superficiali subparalleli fra loro, generalmente causata dagli effetti del gelo.

#### 01.02.01.A12 Esposizione dei ferri di armatura

Distacchi di parte di calcestruzzo (copriferro) e relativa esposizione dei ferri di armatura a fenomeni di corrosione per l'azione degli agenti atmosferici.

#### 01.02.01.A13 Fessurazioni

Presenza di rotture singole, ramificate, ortogonale o parallele all'armatura che possono interessare l'intero spessore del manufatto.

#### 01.02.01.A14 Macchie e graffi

Imbrattamento della superficie con sostanze macchianti in grado di aderire e penetrare nel materiale.

#### 01.02.01.A15 Mancanza

Caduta e perdita di parti del materiale del manufatto.

#### 01.02.01.A16 Patina biologica

Strato sottile, morbido e omogeneo, aderente alla superficie e di evidente natura biologica, di colore variabile, per lo più verde. La

patina biologica è costituita prevalentemente da microrganismi cui possono aderire polvere, terriccio.

#### 01.02.01.A17 Penetrazione di umidità

Comparsa di macchie di umidità dovute all'assorbimento di acqua.

#### 01.02.01.A18 Polverizzazione

Decoesione che si manifesta con la caduta spontanea dei materiali sotto forma di polvere o granuli.

#### 01.02.01.A19 Presenza di vegetazione

Presenza di vegetazione caratterizzata dalla formazione di licheni, muschi e piante lungo le superficie.

#### 01.02.01.A20 Rigonfiamento

Variazione della sagoma che interessa l'intero spessore del materiale e che si manifesta soprattutto in elementi lastriformi. Ben riconoscibile essendo dato dal tipico andamento "a bolla" combinato all'azione della gravità.

#### 01.02.01.A21 Scheggiature

Distacco di piccole parti di materiale lungo i bordi e gli spigoli degli elementi in calcestruzzo

### 6.3.2 Controlli eseguibili da personale specializzato

#### 01.02.01.C01 Controllo struttura



Cadenza: ogni 12 mesi

Tipologia: Controllo a vista

Requisiti da verificare: 1) Resistenza meccanica.

Anomalie riscontrabili: 1) Alveolizzazione; 2) Bolle d'aria; 3) Cavillature superficiali; 4) Crosta; 5) Decolorazione; 6) Deposito superficiale; 7) Disgregazione; 8) Distacco; 9) Efflorescenze; 10) Erosione superficiale; 11) Esfoliazione; 12) Esposizione dei ferri di armatura; 13) Fessurazioni; 14) Macchie e graffiti; 15) Mancanza; 16) Patina biologica; 17) Penetrazione di umidità; 18) Polverizzazione; 19) Presenza di vegetazione; 20) Rigonfiamento; 21) Scheggiature

### 6.3.3 *Manutenzioni eseguibili da personale specializzato*

#### 01.02.01.I01 Interventi sulle strutture

Cadenza: quando occorre

Gli interventi riparativi dovranno effettuarsi a secondo del tipo di anomalia riscontrata e previa diagnosi delle cause del difetto accertato.

## 6.4 **Strutture verticali**

Le strutture verticali sono costituite dagli elementi tecnici con funzione di sostenere i carichi agenti, trasmettendoli verticalmente ad altre parti aventi funzione strutturale e ad esse collegate. Le strutture di elevazione verticali a loro volta possono essere suddivise in: strutture a telaio; strutture ad arco; strutture a pareti portanti.

### 6.4.1 *Anomalie riscontrabili*

#### 01.02.03.A01 Alveolizzazione

Degradazione che si manifesta con la formazione di cavità di forme e dimensioni variabili. Gli alveoli sono spesso interconnessi e hanno distribuzione non uniforme. Nel caso particolare in cui il fenomeno si sviluppa essenzialmente in profondità con andamento a diverticoli si può usare il termine alveolizzazione a caratura.

#### 01.02.03.A02 Bolle d'aria

Alterazione della superficie del calcestruzzo caratterizzata dalla presenza di fori di grandezza e distribuzione irregolare, generati dalla formazione di bolle d'aria al momento del getto.

#### 01.02.03.A03 Cavillature superficiali

Sottile trama di fessure sulla superficie del calcestruzzo.

#### 01.02.03.A04 Crosta

Deposito superficiale di spessore variabile, duro e fragile, generalmente di colore nero.

#### 01.02.03.A05 Decolorazione

Alterazione cromatica della superficie.

#### 01.02.03.A06 Deposito superficiale

Accumulo di pulviscolo atmosferico o di altri materiali estranei, di spessore variabile, poco coerente e poco aderente alla superficie del rivestimento.

#### 01.02.03.A07 Disgregazione

Decoesione caratterizzata da distacco di granuli o cristalli sotto minime sollecitazioni meccaniche.

#### 01.02.03.A08 Distacco

Disgregazione e distacco di parti notevoli del materiale che può manifestarsi anche mediante espulsione di elementi prefabbricati dalla loro sede.

#### 01.02.03.A09 Efflorescenze

Formazione di sostanze, generalmente di colore biancastro e di aspetto cristallino o polverulento o filamentoso, sulla superficie del manufatto. Nel caso di efflorescenze saline, la cristallizzazione può talvolta avvenire all'interno del materiale provocando spesso il distacco delle parti più superficiali: il fenomeno prende allora il nome di criptoefflorescenza o subefflorescenza.

#### 01.02.03.A10 Erosione superficiale

Asportazione di materiale dalla superficie dovuta a processi di natura diversa. Quando sono note le cause di degrado, possono essere utilizzati anche termini come erosione per abrasione o erosione per corrosione (cause meccaniche), erosione per corrosione (cause chimiche e biologiche), erosione per usura (cause antropiche).

#### 01.02.03.A11 Esfoliazione

Degradazione che si manifesta con distacco, spesso seguito da caduta, di uno o più strati superficiali subparalleli fra loro, generalmente causata dagli effetti del gelo.

#### 01.02.03.A12 Esposizione dei ferri di armatura

Distacchi di parte di calcestruzzo (copriferro) e relativa esposizione dei ferri di armatura a fenomeni di corrosione per l'azione degli agenti atmosferici.

#### 01.02.03.A13 Fessurazioni

Presenza di rotture singole, ramificate, ortogonale o parallele all'armatura che possono interessare l'intero spessore del manufatto.

#### 01.02.03.A14 Macchie e graffiti

Imbrattamento della superficie con sostanze macchianti in grado di aderire e penetrare nel materiale.

#### 01.02.03.A15 Mancanza

Caduta e perdita di parti del materiale del manufatto.

#### 01.02.03.A16 Patina biologica

Strato sottile, morbido e omogeneo, aderente alla superficie e di evidente natura biologica, di colore variabile, per lo più verde. La patina biologica è costituita prevalentemente da microrganismi cui possono aderire polvere, terriccio.

#### 01.02.03.A17 Penetrazione di umidità

Comparsa di macchie di umidità dovute all'assorbimento di acqua.

#### 01.02.03.A18 Polverizzazione

Decoesione che si manifesta con la caduta spontanea dei materiali sotto forma di polvere o granuli.

#### 01.02.03.A19 Presenza di vegetazione

Presenza di vegetazione caratterizzata dalla formazione di licheni, muschi e piante lungo le superficie.

#### 01.02.03.A20 Rigonfiamento

Variazione della sagoma che interessa l'intero spessore del materiale e che si manifesta soprattutto in elementi lastriformi. Ben riconoscibile essendo dato dal tipico andamento "a bolla" combinato all'azione della gravità.

#### 01.02.03.A21 Scheggiature

Distacco di piccole parti di materiale lungo i bordi e gli spigoli degli elementi in calcestruzzo.

### 6.4.2 Controlli eseguibili da personale specializzato

#### 01.02.03.C01 Controllo struttura

Cadenza: ogni 12 mesi

Tipologia: Controllo a vista

Controllare l'integrità delle strutture individuando la presenza di eventuali anomalie come fessurazioni, disgregazioni, distacchi, riduzione del copriferro e relativa esposizione a processi di corrosione dei ferri d'armatura. Verifica dello stato del calcestruzzo e controllo del degrado e/o eventuali processi di carbonatazione.

Requisiti da verificare: 1) Resistenza meccanica.

Anomalie riscontrabili: 1) Alveolizzazione; 2) Bolle d'aria; 3) Cavillature superficiali; 4) Crosta; 5) Decolorazione; 6) Deposito superficiale; 7) Disgregazione; 8) Distacco; 9) Efflorescenze; 10) Erosione superficiale; 11) Esfoliazione; 12)

Esposizione dei ferri di armatura; 13) Fessurazioni; 14) Macchie e graffiti; 15) Mancanza; 16) Patina biologica; 17) Penetrazione di umidità; 18) Polverizzazione; 19) Presenza di vegetazione; 20) Rigonfiamento; 21) Scheggiature.

#### 6.4.3 *Manutenzioni eseguibili da personale specializzato*

##### 01.02.03.I01 Interventi sulle strutture

Cadenza: quando occorre

Gli interventi riparativi dovranno effettuarsi a secondo del tipo di anomalia riscontrata e previa diagnosi delle cause del difetto accertato.

## **ALLEGATO A: MODELLAZIONE STRUTTURALE**

L'analisi numerica è condotta col metodo degli spostamenti ipotizzando un comportamento elastico-lineare degli elementi. È quindi utilizzata la tecnica degli elementi finiti connessi solo in corrispondenza di un numero prefissato di punti denominati nodi. I nodi sono definiti dalle tre coordinate cartesiane in un sistema di riferimento globale. Le incognite del problema sono gli spostamenti dei nodi (6 per ogni nodo) riferite al sistema di riferimento globale, unico per tutti i componenti.

Gli spostamenti incogniti sono ottenuti risolvendo un sistema di equazioni algebriche lineari i cui termini noti sono costituiti dalle forze concentrate nei nodi:

$$\mathbf{K} \cdot \mathbf{u} = \mathbf{F} \quad (4.1)$$

in cui:

**K** = matrice di rigidezza della struttura

**u** = vettore spostamenti nodali

**F** = vettore forze nodali

La risoluzione numerica del sistema viene perseguita tramite il metodo di Cholesky<sup>[2]</sup>.

Ottenuti gli spostamenti vengono calcolate le sollecitazioni nei singoli elementi riferite al sistema di riferimento locale dell'elemento stesso.

Gli elementi utilizzati per la modellazione dello schema strutturale sono:

**Beam:** Elemento con una dimensione prevalente che unisce due punti dello spazio. Utilizzato per travi, pilastri e pareti duttili. Il modello adottato è quello di Timoshenko.

**Beam di Winkler:** Beam su suolo elastico. Utilizzato per travi di fondazioni. Il modello adottato è quello di Eulero-Bernoulli su suolo elastico continuo.

**Biella:** Beam incernierato all'estremità. Utilizzata per modellare il comportamento membranale dei solai.

**Shell Triangolare**<sup>[4-1]</sup>: Elemento bidimensionale triangolare con 3 nodi (corrispondenti ai 3 vertici) ottenuto dall'unione di un elemento lastra CST (Constant Strain Triangle) con 6 gdl e di un elemento piastra sottile di Kirchhoff DKT (Discrete Kirchhoff Triangle) <sup>[4-2]</sup> con 9 gdl.

**Shell Rettangolare**<sup>[4-1]</sup>: Elemento bidimensionale rettangolare con 4 nodi (corrispondenti ai 4 vertici) ottenuto dall'unione di un elemento lastra LSR (Linear Strain Rectangle) con 8 gdl e di un elemento piastra sottile di Kirchhoff ACM (Elemento Adini-Clough-Melosh, 1961-63) con 12 gdl.

L'appoggio delle lastre sui pilastri è modellato aggiungendo dalle travi fittizie rigide che uniscono i nodi delle mesh ricadenti all'interno del pilastro.

Il sistema di riferimento globale è orientato con l'asse z verso l'alto.

Il sistema di riferimento globale è orientato con l'asse z verso l'alto. Il sistema di riferimento delle aste ha l'origine nel primo nodo dell'asta, gli assi x e y coincidenti con gli assi della sezione e l'asse z orientato come l'asta. Le rotazioni sono considerate positive se concorde con gli assi vettori.

Nel sistema di riferimento locale l'elemento shell giace nel piano  $x', y'$ . Per gli shell verticali l'asse  $x'$  è scelto parallelo al piano orizzontale con l'angolo  $x'-x$  compreso tra  $-45^\circ$  (escluso) e  $135^\circ$ ; l'asse  $y'$  è rivolto verso l'alto. Per gli shell orizzontali l'asse  $x'$  è parallelo all'asse  $x$ , e l'asse  $z'$  è rivolto verso l'alto.

L'analisi sismica è di tipo dinamica lineare (§7.3.3.1 NTC08) con masse concentrate sui nodi.

Nell'analisi sismica SLV le non linearità geometriche (effetti  $P-\Delta$ ) sono prese in conto attraverso il fattore  $\theta$ , come prescritto dai §§7.3.1 e 7.3.3.3 NTC08

[4-1]: G Toniolo P.G. Malerba, "Metodi di discretizzazione dell'analisi strutturale", 1981 – Masson Italia

[4-2]: Jean-Louis Batoz, "An explicit formulation for an efficient triangular plate-bending element", 1982 - International Journal for Numerical Methods in Engineering

## 4.1 Analisi dinamica

I modi di vibrare della struttura sono calcolati mediante soluzione dell'equazione matriciale:

$$[K-\lambda M]\psi = 0 \quad (4.2)$$

Dove:

$\psi$  = autovettore

$\lambda$  = autovalore

$M$  = matrice delle masse

$K$  = matrice delle rigidezze

Gli spostamenti dell' $i$ -esimo modo hanno la forma:

$$u_i(t) = \psi_i p_i \sin(\omega_i t + \varphi_i)$$

con:

$\omega^2 = \lambda$

$\varphi$  = fase

$p$  = ampiezza (scalare)

$t$  = tempo (variabile indipendente)

La (4.2) è risolta con il metodo di interazione nel sottospazio abbinato al metodo di Jacobi generalizzato<sup>[4-3]</sup>.

Per la costruzione della matrice  $M$  le masse sono considerate concentrate nei nodi e sono trascurate le masse rotazionali.

### 4.1.1 Calcolo sollecitazioni modali <sup>[4-4]</sup>

Per ogni autovalore  $\lambda_i$  esistono infiniti autovettori  $\psi_i$  proporzionali tra loro.

Nel seguito ci si riferisce alla forma  $\psi_i$  ortonormalizzata ad 1 con  $M$ , ovvero che verifica la:

$$\psi_i^T M \psi_i = 1$$

La matrice diagonale  $M$  può essere scritta come:

$$M = M_x + M_y + M_z$$

dove:  $M_x$  [  $M_y$ ,  $M_z$  ] è la matrice delle sole masse traslazionali lungo x [lungo y, lungo z]

Si definisce il vettore

$$m_x = M_x \mu$$

dove  $\mu$  è vettore con tutti elementi 1 e lunghezza pari alla dimensione della matrice M

Si definisce *fattore di partecipazione modale* lo scalare:

$$L_{ix} = \psi_i^T m_x \quad (4.3)$$

Si può definire lo scalare:

$$p_{ix} = S_x(T_i, \xi) L_{ix} / \lambda_i \quad (4.4)$$

dove:

$T_i = 2\pi / \omega_i$  = periodo del modo i

La funzione  $S_x(T, \xi)$  è lo spettro di progetto in accelerazione del sisma x. (§ 3.2.3.2 NTC08)

Il vettore degli spostamenti massimi dovuti all'eccitazione del modo i da parte del sisma x è calcolato con:

$$u_{ix \max} = p_{ix} \psi_i \quad (4.5)$$

Nei tabulati di Jasp, per il modo i-esimo, sono riportate:

- le sollecitazioni calcolate a partire da spostamenti pari a  $\psi_i$  (espresso in metri)
- la tabella dei coefficienti  $p_{ix}$  denominati "*coefficienti di amplificazione modali*".

La *quota di massa partecipante* del modo i al sisma x è lo scalare:

$$s_{ix} = L_{ix}^2 / (\mu^T m_x) \quad (4.6)$$

dove:  $\mu^T m_x$  è la somma delle masse sismiche per il sisma x.

Per la combinazione degli effetti riguardanti i singoli modi si utilizza la combinazione quadratica completa come indicato nelle espressioni (7.3.3) e (7.3.4) delle NTC08.

Gli effetti dell'eccentricità accidentale del centro di massa sono calcolati mediante l'analisi statica come indicato nel § 7.3.3.1 delle NTC08.

[4-3]: Bathe-Wilson, "Numerical Methods in Finite Element Analysis", 1976, §12.3 – Prentice-Hall

[4-4]: Paolo Rugarli, "Analisi modale ragionata", 2005, §9.1, - EPC Libri

## 5 Verifica delle sezioni

La verifica delle sezioni è svolta in conformità con il §4.1NTC08 (Costruzioni in calcestruzzo) e §7.4NTC-08 (Progettazione per azioni sismiche - Costruzioni in calcestruzzo).

La simbologia utilizzata, ove non espressamente indicato, si riferisce ai suddetti paragrafi delle NTC08.

## 5.1 Verifica Stato Limite Ultimo

Per la verifica allo stato limite ultimo i modelli  $\sigma$ - $\epsilon$  adottati sono: (§4.1.2.1.2.2 NTC08)

- calcestruzzo: Modello parabola-rettangolo. Figura 4.1.1(a) NTC08
- acciaio: Modello elastico-perfettamente plastico indefinito. Figura 4.1.2(b) NTC08

La verifica a pressoflessione deviata è effettuata mediante l'espressione:

$$[(M_x/M_{R_x})^\alpha + (M_y/M_{R_y})^\alpha] \leq 1 \quad (4.1.10) \text{ NTC08}$$

L'esponente  $\alpha$  è calcolato secondo quanto indicato al §5.8.9 EC2-2005. Il minimo valore di  $\alpha$  è posto ad 1,5 come indicato da diversi autori<sup>[5-1][5-2]</sup>.

Per il calcolo dei momenti resistenti  $M_{R_x}$  ed  $M_{R_y}$  dall'armatura longitudinale della sezione viene sottratta l'armatura necessaria alla verifica a torsione.

Le verifiche a torsione e a taglio biassiale sono effettuate con il metodo del traliccio ad inclinazione variabile imponendo:

$$1 \leq \text{ctg}(\theta) \leq 2,5 \quad (5.1)$$

La verifica del calcestruzzo è effettuata (a vantaggio di sicurezza) mediante l'espressione:

$$(V_{Edx}/V_{Rcdx} + V_{Edy}/V_{Rcdy} + M_t/T_{Rcd}) \leq 1 \quad (5.2)$$

Dove  $M_t$  = momento torcente.

La verifica dell'armatura a taglio (staffe) è eseguita considerando l'area di acciaio al netto dell'area necessaria alla verifica a torsione ed avviene, a vantaggio di sicurezza, utilizzando la formula:

$$[(V_{Edx}/V_{Rsdx})^2 + (V_{Edy}/V_{Rsdy})^2] \leq 1 \quad (5.3)$$

Ogni sezione (per travi, pilastri e pareti) è verificata per la presenza contemporanea delle sei sollecitazioni ( $N$ ,  $M_x$ ,  $M_y$ ,  $V_x$ ,  $V_y$ ,  $M_t$ )

Le verifiche agli SLU delle pareti sono effettuate come indicato nel §7.4.4.5.1 NTC08

[5-1]: Cosenza-Manfredi-Pecce, "Strutture in cemento armato", 2008, §4.5, pag.165 – Editore Hoepli

[5-2]: Aurelio Ghersi, "Il cemento Armato", 2010, Cap.10 par.10, pag.324 - Dario Flaccovio Editore

## 5.2 Verifica Stato Limite Tensione di Esercizio

Le verifiche delle tensioni di esercizio sono fatte in conformità con il §4.1.2.2.5 NTC-08.

La verifica è effettuata, per tutte le sezioni (travi, pilastri e pareti), a pressoflessione deviata (presenza contemporanea di  $N$ ,  $M_x$ ,  $M_y$ ) con l'espressione<sup>[5-3]</sup>:

$$|M_x/M_{ax}| + |M_y/M_{ay}| \leq 1 \quad (5.4)$$

dove:

$M_{ax}$  = Momento  $M_x$  ammissibile a pressoflessione retta con sforzo normale  $N$

$M_{ay}$  = Momento  $M_y$  ammissibile a pressoflessione retta con sforzo normale  $N$

[5-3]: Aurelio Ghersi, "Il cemento Armato", 2010, Cap.10 par.6, pag.285 - Dario Flaccovio Editore



### 5.3 Verifica Stato Limite di Fessurazione

Le verifiche dello stato limite di fessurazione sono fatte in conformità con il §4.1.2.2.4 NTC08. Si è scelto quindi, conformemente con quanto suggerito dalla CNTC08 §4.1.2.2.4, di far riferimento al D.M. 9 gennaio 1996 e al punto B.6 della Circolare Min. LL.PP 252 del 15/10/1996.

Per ogni lato della sezione è calcolato, considerando una tensoflessione retta, l'apertura della fessura con l'espressione:

$$w_d = 1,7 w_m = 1,7 \Delta_{sm} \epsilon_{sm} \quad (5.5)$$

I valori così calcolati sono confrontati con i valori nominali ricavati dalla tabella 4.1.IV NTC08.

In aggiunta alle verifiche a tensoflessione retta viene effettuata la verifica a fessurazione a tensoflessione deviata procedendo in questo modo:

- Si sceglie il valore  $\Delta_{sm}$  che corrisponde alla massima fessurazione a tensoflessione semplice.
- Si ricava  $\epsilon_{sm}$  dalla (5.5) ponendo  $w_d$  pari al valore nominale ammissibile.
- Si ricava  $\sigma_s$  dall'equazione:  $\epsilon_{sm} = \sigma_s (1 - \beta_1 \beta_2 \beta^2) / E_s$  (CM LL.PP 252 del 15/10/1996 §B.6.6.3.(b))
- Nota la  $\sigma_s$  si procede alla verifica con la formula  $|M_x/M_{ax}| + |M_y/M_{ay}| \leq 1$

### 5.4 Verifica Stato Limite di deformazione

Le verifiche allo stato limite di deformazione sono realizzate secondo quanto indicato §C4.1.2.2.2 della CNTC. In particolare il calcolo della deformazione flessionale delle travi è effettuato mediante integrazione delle curvature tenendo conto della viscosità del calcestruzzo.

Il modulo elastico del calcestruzzo  $E_{eff}$  è calcolato tenendo conto degli effetti della viscosità secondo l'espressione:

$$E_{eff} = E_{cm} / [1 + \varphi(\infty, t_0)] \quad (7.20 \text{ EC2-2005})$$

dove:

$\varphi(\infty, t_0)$  è calcolato mediante la tabella 11.2.VII delle NTC e con  $t_0 = 30$  giorni.

$E_{cm}$  = Modulo elastico istantaneo del calcestruzzo calcolato con la (11.2.5) delle NTC08.

L'inerzia delle sezioni parzialmente fessurate è calcolata con la formula (C4.1.11) della CNTC08. Le sezioni interamente fessurate sono omogenizzate con  $n=15$ .

### 5.5 Elementi secondari

Gli elementi strutturali considerati secondari sono inseriti nel modello ed armati in base ai risultati del calcolo<sup>[5-4]</sup>, rispettando così le verifiche di congruenza.

Il contributo della rigidezza degli elementi secondari, che per il §7.2.3 deve essere inferiore al 15% , è calcolato con la formula:

$$C_s = S_p / S_t - 1 \quad (5.6)$$

Dove :

$C_s$  = contributo alla rigidezza degli elementi secondari.

$S_p$  = spostamento medio d'impalcato considerando i soli elementi principali, eliminando cioè gli elementi secondari moltiplicandone il modulo di elasticità per 0.001

$S_t$  = spostamento medio dell'impalcato tenendo conto di tutti gli elementi.

Per la verifica di linearità per le combinazioni di carico agli SLU, previste dal §C7.2.3 (CNTC-08) in alternativa alla prescrizioni del cap. 7 NTC08, si utilizzano i diagrammi  $\sigma/\epsilon$  bilineari dell'acciaio (fig. 4.1.2 (b) NTC08) e del calcestruzzo (fig. 4.1.1 (b) NTC08). Si impone quindi, utilizzando il modello lineare del calcestruzzo non resistente a trazione,  $\sigma_c \leq f_{cd}$ ;  $\sigma_s \leq f_{yd}$ ;  $n = (f_{yd} \cdot \epsilon_{c3}) / (f_{cd} \cdot \epsilon_{yd})$

[5-4]: Aurelio Ghersi - Pietro Lenza, "Edifici antisismici in cemento armato", 2009, Cap.6 par.4.3, pag.172 - Dario Flaccovio Editore

## 5.6 Verifiche Shell

Ipotizziamo senza ledere la generalità che le armature siano disposte lungo gli assi locali x e y (figura seguente)

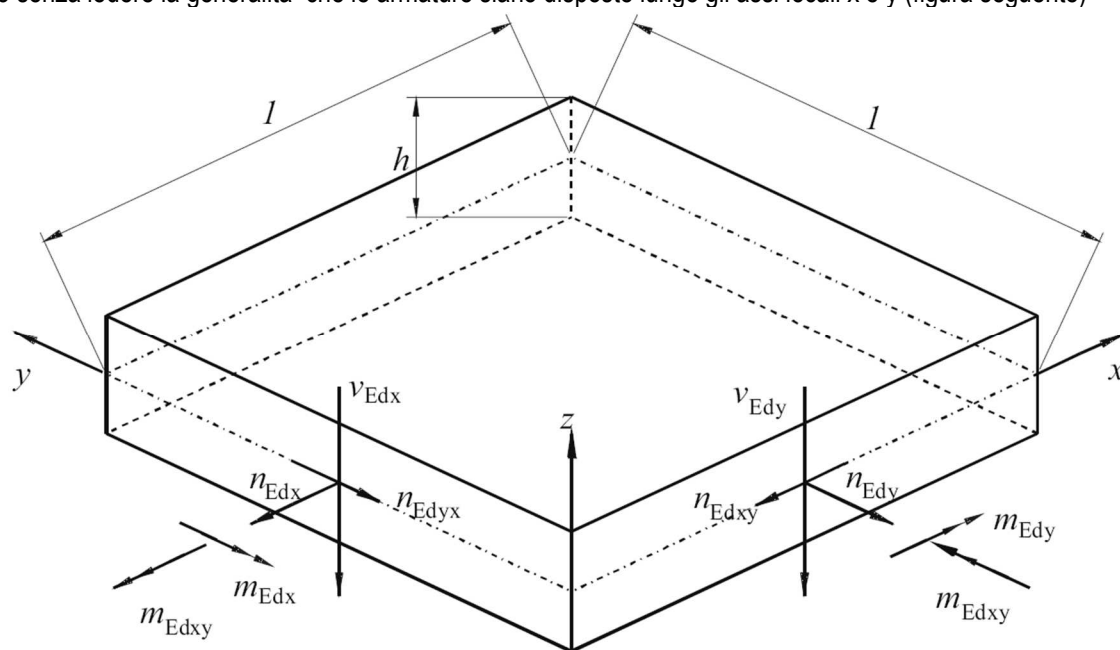


Figura 3 : Elemento shell

### 5.6.1 Verifica armatura

Nel caso di lastra le sollecitazioni di verifica delle armature sono calcolate come indicato nell' appendice F EC2-2005, ovvero, a vantaggio di sicurezza:

$$n'_{dx} = n_{Edx} + |n_{Edxy}| \quad (5.7a)$$

$$n'_{dy} = n_{Edy} + |n_{Edxy}| \quad (5.7b)$$

con  $n_{Edy}$  positiva se di trazione.

Nel caso di piastra i momenti di verifica delle armature sono calcolati, a vantaggio di sicurezza, con le seguenti espressioni [5-5]:

$$m'_{dx} = m_{Edx} \pm |m_{Edxy}| \quad (5.8a)$$

$$m'_{dy} = m_{Edy} \pm |m_{Edxy}| \quad (5.8b)$$

Nel caso generale si utilizzano entrambe le sollecitazioni calcolate con le (5.7) e (5.8) e la verifica è eseguita a presso-tenso-flessione.

### 5.6.2 Verifica calcestruzzo

Per la verifica del calcestruzzo il software ricerca le direzioni principali di compressione superiore e inferiore. Per le 4 direzioni trovate si esegue la verifica a pressoflessione.

Per il solo fine di verifica del calcestruzzo, nella generica sezione con direzione  $\varphi$ , si considera presente l'armatura:

$$A_{s\varphi} = A_{sx} \cos^2 \varphi + A_{sy} \sin^2 \varphi$$

utilizzando sostanzialmente il metodo della linea di rottura di Johansen [5-6].

Nel caso di lastre la verifica dei puntoni di calcestruzzo è effettuata con la formula:

$$n_{cd} = 2 |n_{Edxy}| < v \cdot f_{cd} \cdot h \quad (F.4 EC2-2005)$$

Nel caso generico, per la verifica dei puntoni di calcestruzzo, si utilizza il modello a sandwich descritto nell'allegato LL EC2 - 2005 parte 2, formule: (LL.137) – (LL.142)

### 5.6.3 Verifica a punzonamento

La verifica a punzonamento è effettuata come indicato nel §6.4 dell'EC2-2005, utilizzando, a vantaggio di sicurezza, le sollecitazioni di taglio puntuali calcolate con il modello FEM elastico lineare anziché le distribuzioni calcolate ipotizzando un comportamento plastico della piastra. Dove non indicato esplicitamente la simbologia di questo paragrafo fa riferimento al §6.4 EC2-2005.

Nel caso di verifica del calcestruzzo senza specifica armatura a taglio è utilizzata la seguente formula, che generalizza le formule (6.47) e (6.49) dell'EC2:

$$V_{Rd} = \max\{C_{Rd} k (100 \rho f_{ck})^{1/3}; v_{min}\} \cdot \max\{2d/a; 1\} + k_d \sigma_{cp} \quad (5.9)$$

dove:  $a$  è la distanza dal pilastro,  $d$  è l'altezza utile della piastra.

Nel caso di specifica armatura a taglio le NTC indicano (§ 4.1.2.1.3.4) che l'intero sforzo allo SLU debba essere affidato all'armatura. Pertanto la formula di verifica, ottenuta a partire dalla [(6.52) EC2-2005], diventa:

$$\beta V_{Ed} / (u_1 d) \leq 1,5 (d/s_r) f_{ywd,ef} \sin \alpha A_{sw} / (u_1 d) \quad (5.10)$$

definendo:

$u_s$  il perimetro posto a distanza  $0,5d$  dal pilastro, ossia il primo perimetro di chiodi,

$\rho_w = A_{sw} / (u_s \cdot s_r)$  = rapporto geometrico di armatura a taglio perimetro  $u_s$  posto a distanza  $0,5d$ ,

$v_s = \beta V_{Ed} / (u_s d)$  = tensione massima di taglio a distanza  $0,5d$  dal pilastro [(6.38) EC2-2005],

la (5.10) diventa:

$$v_s = 1,5 \rho_w \sin \alpha f_{ywd,ef}$$

che è la formula di verifica usata.

[5-5]: P.Gambarova ed altri "Linee guida per la progettazione delle piastra in C.A.", 2007, Cap.3 , pagg. 31-33 - Pàtron Editore

[5-6]: KW Johansen "Yield-line theory", London, Cement and Concrete Association, 1962

## 7 Origine e caratteristiche del software di calcolo

Per l'analisi delle sollecitazioni e per le verifiche delle sezioni si è utilizzato il software Jasp® versione 4.8.10, realizzato dall'ing. Silvestro Giordano (iscritto presso l'Ordine degli Ingegneri di Napoli con in n° 14486), e registrato presso la SIAE il 25/09/2012 col n° 008544, distribuito da Ingegnerianet srl (P.IVA e CF 06536761213, iscritta presso la CCIAA di Napoli al numero Rea 821609) mediante il sito internet [www.ingegnerianet.it](http://www.ingegnerianet.it)

Il software è orientato all'analisi degli edifici multipiano in calcestruzzo armato. L'individuazione dei nodi nello spazio avviene con il sistema *filo-piani*. I fili o montanti sono individuati dalle coordinate (x,y) e indicano le rette verticali lungo le quali vengono disposti i pilastri. I piani sono individuati dalla loro quota z e specificano gli orizzontamenti in cui sono disposte le travi.

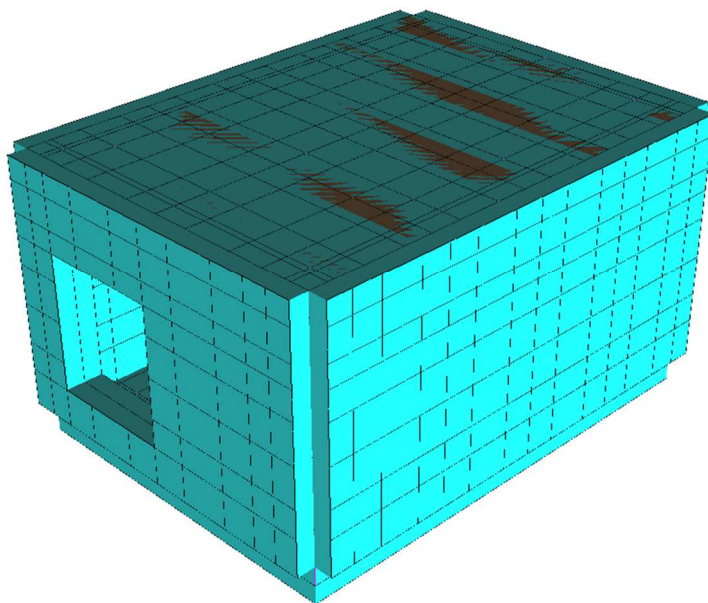
## 8 Affidabilità del software

Il sito internet di distribuzione del software [www.ingegnerianet.it](http://www.ingegnerianet.it) contiene una esauriente descrizione delle basi teoriche e degli algoritmi impiegati, l'individuazione dei campi d'impiego, nonché casi prova interamente risolti e commentati, per i quali sono forniti i file di input necessari a riprodurre l'elaborazione.

## **ALLEGATO B: ELABORATO DI CALCOLO CAMERETTA SF01**

### **Vengono considerati carichi di 3 categoria in quanto non soggetta al passaggio di veicoli**

Nella Figura 1 è riportata una vista prospettica, allo scopo di consentire una migliore comprensione della struttura oggetto della presente relazione.



**Figura 1:** Vista struttura n°1. Cono ottico con vertice (-5.2m, -5.7m, 6.33m) e bisettrice passante per il punto (1.9m, 1.4m, 0.53m).

## **Dati Generali**

### **DATI GENERALI STRUTTURA**

- Comune:	Inveruno
- Provincia:	Milano (MI)
- Latitudine [°]:	45.516
- Longitudine [°]:	8.8538
- Altitudine [m]:	161
- Tipo di opera:	2: Ordinaria
- Vita nominale anni:	50

### **VENTO**

- Zona vento:	1
- Distanza dalla costa [Km]:	121.33
- Periodo di ritorno [anni]:	50
- Pressione di riferimento [N/m²]:	390.91
- Classe rugosità:	C: Area con ostacoli diffusi
- Categoria esposizione:	III
- Coefficiente topografico:	1
- Coefficiente dinamico:	1
- Quota relativa allo zero vento [m]:	0

### **NEVE**

- Zona neve:	I-Mediterranea
- Periodo di ritorno [anni]:	50
- Neve al suolo qsk [N/m²]:	1500
- Topografia:	Normale
- Coefficiente topografia:	1
- Coefficiente termico:	1

## SISMA

- Zona sisma:	4: irrilevante
- Codice zona regionale:	4
- Classe Uso:	II: Affollamento normale
- Coefficiente d'uso Cu:	1
- Periodo di riferimento [anni]:	50
- Quota relativa allo zero sismico [m]:	0
- Risposta locale Sisma	
- Categoria Sottosuolo:	C: 180m/s< Vs,30 <360m/s
- Categoria Topografica:	T1: Pianeggiante ( $i < 15^\circ$ )
- Fattore di struttura	
- Duttilità:	B: Bassa duttilità
- Regolarità altezza:	Regolare
- Regolarità in pianta:	Regolare
- Tipologia dir X:	Telai più piani e più campate
- Fattore di struttura qx:	3.9
- Tipologia dir Y:	Telai più piani e più campate
- Fattore di struttura qy:	3.9
- Fattore di struttura qz:	1.5
- Smorzamento viscoso $\xi$ [%]:	5

## Dettagli calcolo

### DATI SISMICI SLV PER PIANO

Piano	Massa Cmb. Q. Perm [kg]	Massa sism. [kg]	Sup. balc., solai e piaste[m²]	xG [m]	yG [m]	zG [m]	fx [N]	fy [N]	fx·ey [Nm]	fy·ex [Nm]
2	2444	2444	0.00	1.83	1.47	0.30	39.2	213	7.46	51.1
3	9152	9152	0.00	1.90	1.40	0.96	470	2.55k	89.4	613
1	16296	16296	10.64	1.90	1.40	1.83	1.60k	8.68k	304	2.08k

### RIGIDEZZA PER PIANO

Piano	esteso	Dim X [m]	Dim Y [m]	x Fy Tot Sup. [m]	y Fx Tot Sup. [m]	x Rig [m]	y Rig [m]	Rig.X [N/m]	Rig.Y [N/m]	Rig Rot [Nm]	r Min [m]	ls [m]	r/ls
0	Sì	3.8	2.8	1.90	1.40	1.88	1.39	4.27G	2.55G	992M	0.48	1.36	0.354
2	Sì	3.8	2.8	1.90	1.40	1.90	1.40	2.60G	1.27G	530G	14.27	1.36	10.5
3	Sì	3.8	2.8	1.90	1.40	1.90	1.40	508M	344M	86.1G	13.02	1.36	9.56
1	Sì	3.8	2.8	1.90	1.40	1.90	1.40	64.2k	572M	18.2M	0.18	1.36	0.131

### EFFETTO P-Δ SISMA

Sisma SLV	$\mu_d$	$\theta$	$\theta \leq 0.2$	$k = 1/(1-\theta)$	k min	k calc
X	3.9	0	Sì	1	1	1
Y	15.5	0	Sì	1	1	1

### SPOSTAMENTI DI PIANO

Piano	Spost.x SLO [m]	Spost.y SLO [m]	Spost.x SLD [m]	Spost.y SLD [m]	Spost.x SLV [m]	Spost.y SLV [m]	Spost.x SLC [m]	Spost.y SLC [m]
0			1.3943E-7	5.1099E-6	1.8019E-6	6.889E-5		
2			3.9335E-7	1.5513E-5	5.0835E-6	0.00020914		
3			1.6236E-6	5.4462E-5	2.0983E-5	0.00073425		
1			-3.2768E-5	7.5906E-5	-0.0004234..	0.0010233		

Gli spostamenti di piano allo SLV sono stati calcolati come al §7.3.3.3 delle NTC08

### TAGLIANTI PIANO SLV

Piano	Inf X [N]	Inf Y [N]	Sup X [N]	Sup Y [N]
0	0	0	2.11k	11.4k
2	2.11k	11.4k	2.07k	11.2k
3	2.07k	11.2k	1.60k	8.68k
1	1.60k	8.68k	0	0

## Armatura

### MAGLIE MEGAPARETE 1

Lato	Filo	Piano	Dir. Princ.[°]	ΔX [m]	ΔY [m]	Tipo	Dim. [m]	Dir.principale Ø [mm]	Passo [m]	N.tond.	Dim. [m]	Dir.secondaria Ø [mm]	Passo [m]	N.tond.
Inf			0	0	0	Fe dritti	∞	12	0.2		∞	12	0.2	
Sup			0	0	0	Fe dritti	∞	12	0.2		∞	12	0.2	

## MAGLIE MEGAPARETE 2

Lato	Filo	Piano	Dir. Princ.[°]	ΔX [m]	ΔY [m]	Tipo	Dim. [m]	Dir.principale Ø [mm]	Passo [m]	N.tond.	Dim. [m]	Dir.secondaria Ø [mm]	Passo [m]	N.tond.
Inf			0	0	0	Fe dritti	∞	12	0.2		∞	12	0.2	
Sup			0	0	0	Fe dritti	∞	12	0.2		∞	12	0.2	

## MAGLIE MEGAPARETE 3

Lato	Filo	Piano	Dir. Princ.[°]	ΔX [m]	ΔY [m]	Tipo	Dim. [m]	Dir.principale Ø [mm]	Passo [m]	N.tond.	Dim. [m]	Dir.secondaria Ø [mm]	Passo [m]	N.tond.
Inf			0	0	0	Fe dritti	∞	12	0.2		∞	12	0.2	
Sup			0	0	0	Fe dritti	∞	12	0.2		∞	12	0.2	
Sup	5	1	0	-0.05	0	Fe dritti	0.11	12	∞	0	0	18	0.22	1

## MAGLIE RETTANGOLARE CUCITURE MEGAPARETE 3

Lato	Filo	Piano	Dir. Princ.[°]	ΔX [m]	ΔY [m]	Ø [mm]	passo [m]	Dir.principale n Cucit	dim.buco [m]	passo [m]	Dir.secondaria n Cucit	dim.buco [m]
	1	1	0	0.1	-0.09	8	0.15	3	0	0.15	3	0
	7	1	0	0	-0.15	8	0.15	1	0	0.15	4	0
	9	1	0	0	-0.15	8	0.15	1	0	0.15	4	0
	11	1	0	0	-0.15	8	0.15	1	0	0.15	4	0
	2	1	0	-0.1	-0.09	8	0.15	3	0	0.15	3	0

## MAGLIE MEGAPARETE 4

Lato	Filo	Piano	Dir. Princ.[°]	ΔX [m]	ΔY [m]	Tipo	Dim. [m]	Dir.principale Ø [mm]	Passo [m]	N.tond.	Dim. [m]	Dir.secondaria Ø [mm]	Passo [m]	N.tond.
Inf			0	0	0	Fe dritti	∞	12	0.2		∞	12	0.2	
Sup			0	0	0	Fe dritti	∞	12	0.2		∞	12	0.2	
Inf	14	1	0	0.05	0	Fe dritti	0.11	12	∞	0	0	18	0.22	1

## MAGLIE RETTANGOLARE CUCITURE MEGAPARETE 4

Lato	Filo	Piano	Dir. Princ.[°]	ΔX [m]	ΔY [m]	Ø [mm]	passo [m]	Dir.principale n Cucit	dim.buco [m]	passo [m]	Dir.secondaria n Cucit	dim.buco [m]
	3	1	0	0.1	-0.09	8	0.15	3	0	0.15	3	0
	8	1	0	0	-0.15	8	0.15	1	0	0.15	4	0
	10	1	0	0	-0.15	8	0.15	1	0	0.15	4	0
	12	1	0	0	-0.15	8	0.15	1	0	0.15	4	0
	4	1	0	-0.1	-0.09	8	0.15	3	0	0.15	3	0

## MAGLIE MEGAPIASTRA 1

Lato	Filo	Piano	Dir. Princ.[°]	ΔX [m]	ΔY [m]	Tipo	Dim. [m]	Dir.principale Ø [mm]	Passo [m]	N.tond.	Dim. [m]	Dir.secondaria Ø [mm]	Passo [m]	N.tond.
Inf			0	0	0	Fe dritti	∞	12	0.2		∞	12	0.2	
Sup			0	0	0	Fe dritti	∞	12	0.2		∞	12	0.2	

## MAGLIE MEGAPIASTRA 2

Lato	Filo	Piano	Dir. Princ.[°]	ΔX [m]	ΔY [m]	Tipo	Dim. [m]	Dir.principale Ø [mm]	Passo [m]	N.tond.	Dim. [m]	Dir.secondaria Ø [mm]	Passo [m]	N.tond.
Inf			0	0	0	Fe dritti	∞	12	0.3		∞	12	0.3	
Sup			0	0	0	Fe dritti	∞	12	0.3		∞	12	0.3	

## Verifiche

### TABELLA RIASSUNTIVA VERIFICHE STATI LIMITE SHELL

Piano	SLU	Pareti Tens Eserc.	Fessur.	Spost	SLU	Piastre Tens Eserc.	Fessur.	SLU	Plinti diretti Tens Eserc.	Fessur.
0					Si	Si	Si			
2		Si	Si	Si	Si					
3		Si	Si	Si	Si					
1		Si	Si	Si	Si					

## EFFETTO P-Δ

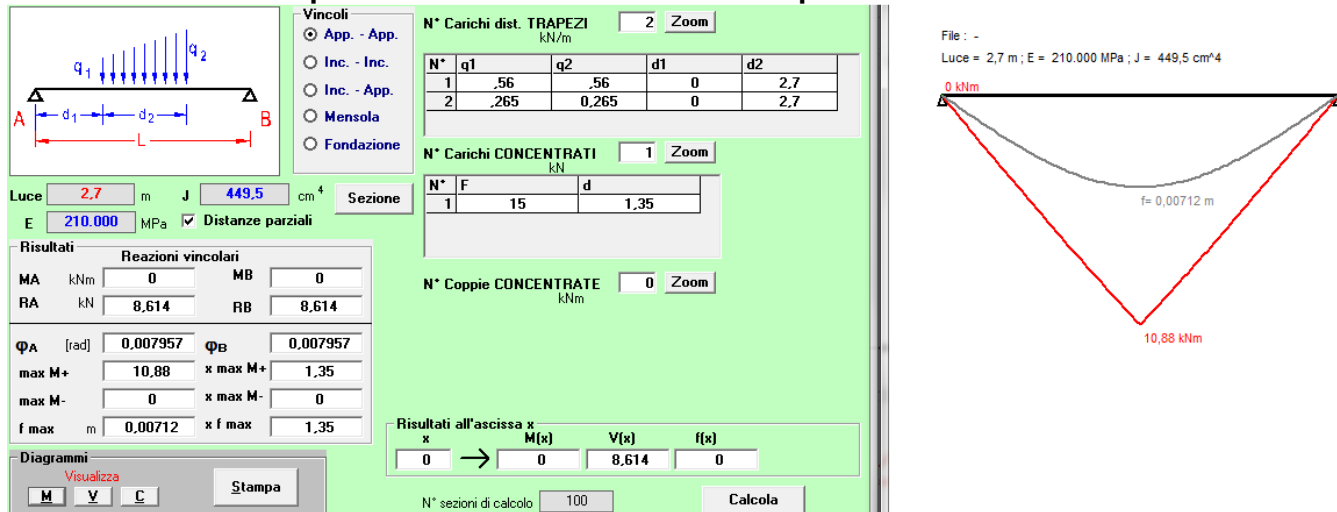
- θ≤0.2: Si

**VERIFICA DI RESISTENZA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI**

- Valore massimo Ed/Rd allo SLE: 0.86022
- Valore massimo Ed/Rd allo SLU: 0.97675
- Valore massimo Ed/Rd allo SLD: 0.012847

**VERIFICA SPOSTAMENTI SLD-SLO**

- Coefficiente di verifica: 0.012847

**Verifica travi di carpenteria metallica soletta di copertura**

$M_{rd} = 89,91 \times 27,50 = 2472,525 \text{ kNcm} > 1088,00 \text{ kNcm}$

VERIFICATO

**Conclusioni SF01**

Al fine di fornire un giudizio motivato di accettabilità del risultato, come richiesto al § 10.2 NTC08, il progettista strutturale assevera di aver:

- Esaminato preliminarmente la documentazione a corredo del software Jasp™ e di ritenerlo affidabile ed idoneo alla struttura in oggetto.
- Controllato accuratamente i tabulati di calcolo, in particolare la tabella **“Equilibrio per piano”**, il listato degli errori numerici del solutore e le **tabelle di verifica delle sezioni**.
- Confrontato i risultati del software con quelli ottenuti con semplici calcoli di massima.
- Esaminato gli stati tensionali e deformativi e di ritenerli consistenti e coerenti con la schematizzazione e modellazione della struttura.

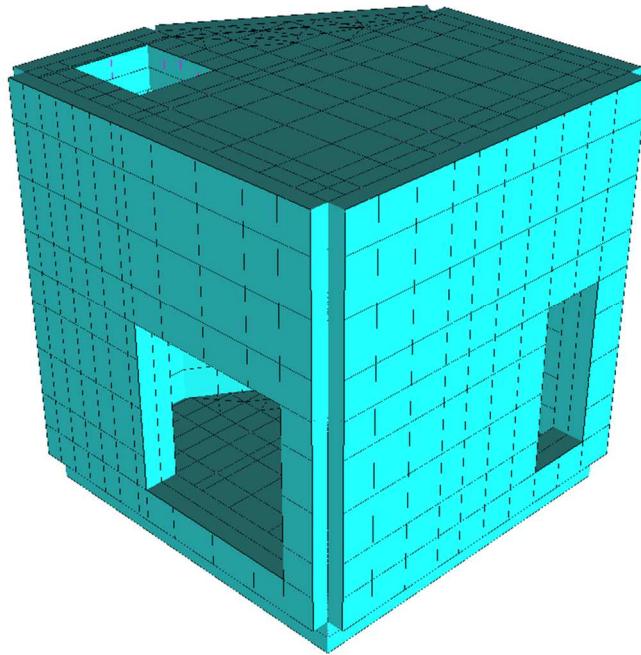
Pertanto ritiene che i risultati siano accettabili e che il presente progetto strutturale sia conforme alle Leggi n°1086/71 e n°64/74, e al DM 14/01/2008 (Norme tecniche per le costruzioni).



## **ALLEGATO C: ELABORATO DI CALCOLO CAMERETTA P03**

### **Vengono considerati carichi di 3 categoria in quanto non soggetta al passaggio di veicoli**

Nelle Figure 1 e 2 sono riportate due viste prospettiche contrapposte, allo scopo di consentire una migliore comprensione della struttura oggetto della presente relazione.



**Figura 1:** Vista struttura n°1. Cono ottico con vertice (-5.15m, -5.15m, 6.24m) e bisettrice passante per il punto (1.32m, 1.32m, 0.96m).

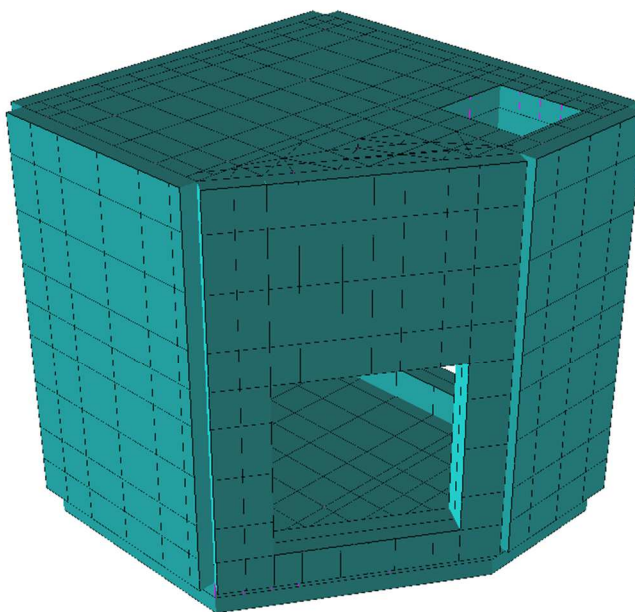


Figura 2: Vista struttura n°2. Cono ottico con vertice (7.8m, 7.8m, 6.24m) e bisettrice passante per il punto (1.32m, 1.32m, 0.96m).

## Dati Generali

### DATI GENERALI STRUTTURA

- Comune:	Inveruno
- Provincia:	Milano (MI)
- Latitudine [°]:	45.516
- Longitudine [°]:	8.8538
- Altitudine [m]:	161
- Tipo di opera:	2: Ordinaria
- Vita nominale anni:	50

### VENTO

- Zona vento:	1
- Distanza dalla costa [Km]:	121.33
- Periodo di ritorno [anni]:	50
- Pressione di riferimento [N/m²]:	390.91
- Classe rugosità:	C: Area con ostacoli diffusi
- Categoria esposizione:	III
- Coefficiente topografico:	1
- Coefficiente dinamico:	1
- Quota relativa allo zero vento [m]:	0

### NEVE

- Zona neve:	I-Mediterranea
- Periodo di ritorno [anni]:	50
- Neve al suolo qsk [N/m²]:	1500
- Topografia:	Normale
- Coefficiente topografia:	1
- Coefficiente termico:	1

### SISMA

- Zona sisma:	4: irrilevante
- Codice zona regionale:	4
- Classe Uso:	II: Affollamento normale
- Coefficiente d'uso Cu:	1
- Periodo di riferimento [anni]:	50
- Quota relativa allo zero sismico [m]:	0

- Risposta locale Sisma
  - Categoria Sottosuolo: C: 180m/s < Vs<sub>30</sub> < 360m/s
  - Categoria Topografica: T1: Pianeggiante (<15°)
- Fattore di struttura
  - Duttilità: B: Bassa duttilità
  - Regolarità altezza: Regolare
  - Regolarità in pianta: Regolare
  - Tipologia dir X: Telai più piani e più campate
  - Fattore di struttura qx: 3.9
  - Tipologia dir Y: Telai più piani e più campate
  - Fattore di struttura qy: 3.9
  - Fattore di struttura qz: 1.5
  - Smorzamento viscoso ξ[%]: 5

## Dettagli calcolo

### DATI SISMICI SLV PER PIANO

Piano	Massa Cmb. Q. Perm [kg]	Massa sism. [kg]	Sup. balc., solai e piaste [m²]	xG [m]	yG [m]	zG [m]	fx [N]	fy [N]	fx-ey [Nm]	fy-ex [Nm]
1	862	1105	0.00	0.18	1.88	0.25	42.7	42.9	7.79	7.82
2	3778	4563	0.00	0.43	1.94	1.04	730	733	133	134
3	16291	16291	5.83	1.25	1.15	2.46	6.20k	6.22k	1.13k	1.14k

### RIGIDEZZA PER PIANO

Piano	esteso	Dim X [m]	Dim Y [m]	x Fy Tot Sup. [m]	y Fx Tot Sup. [m]	x Rig [m]	y Rig [m]	Rig.X [N/m]	Rig.Y [N/m]	Rig Rot [Nm]	r Min [m]	ls [m]	r/ls
1	Sì	2.65	2.65	1.15	1.24	1.32	1.36	639M	655M	13.6G	4.56	1.08	4.21
2	Sì	2.65	2.65	1.16	1.23	1.06	0.84	211M	215M	14.4G	8.20	1.08	7.58
3	Sì	2.65	2.65	1.25	1.15	1.21	3.11	226M	240M	46.1G	13.86	1.08	12.8

### EFFETTO P-Δ SISMA

Sisma SLV	μd	θ	θ ≤ 0.2	k = 1/(1-θ)	k min	k calc
X	9.6177	0	Si	1	1	1
Y	9.7741	0	Si	1	1	1

### SPOSTAMENTI DI PIANO

Piano	Spost.x SLO [m]	Spost.y SLO [m]	Spost.x SLD [m]	Spost.y SLD [m]	Spost.x SLV [m]	Spost.y SLV [m]	Spost.x SLC [m]	Spost.y SLC [m]
0			6.4294E-6	6.2667E-6	3.3904E-5	3.3717E-5		
1			1.9877E-5	1.9457E-5	0.00010481	0.00010468		
2			8.0339E-5	7.8991E-5	0.00042365	0.00042499		
3			0.00014245	0.00013768	0.00075115	0.00074074		

Gli spostamenti di piano allo SLV sono stati calcolati come al §7.3.3.3 delle NTC08

### TAGLIANTI PIANO SLV

Piano	Inf X [N]	Inf Y [N]	Sup X [N]	Sup Y [N]
1	6.97k	7.00k	6.93k	6.95k
2	6.93k	6.95k	6.20k	6.22k
3	6.20k	6.22k	0	0

## Armatura

### MAGLIE MEGAPARETE 1

Lato	Filo	Piano	Dir. Princ.[°]	ΔX [m]	ΔY [m]	Tipo	Dim. [m]	Dir.principale Ø [mm]	Passo [m]	N.tond.	Dim. [m]	Dir.secondaria Ø [mm]	Passo [m]	N.tond.
Inf			0	0	0	Fe dritti	∞	12	0.2		∞	12	0.2	
Sup			0	0	0	Fe dritti	∞	12	0.2		∞	12	0.2	
Inf	37	3	0	0	-0.07	Fe dritti	0	18	0.3	1	0.15	12	∞	0
Inf	37	3	0	0.04	0	Fe dritti	0.09	12	∞	0	0	18	0.18	1

### MAGLIE RETTANGOLARE CUCITURE MEGAPARETE 1

Lato	Filo	Piano	Dir. Princ.[°]	ΔX [m]	ΔY [m]	Ø [mm]	passo [m]	Dir.principale n Cucit	dim.buco [m]	passo [m]	Dir.secondaria n Cucit	dim.buco [m]
	37	3	0	-0.09	-0.13	8	0.08	8	0	0.08	5	0

### MAGLIE MEGAPARETE 2

Lato	Filo	Piano	Dir. Princ.[°]	ΔX [m]	ΔY [m]	Tipo	Dim. [m]	Dir.principale Ø [mm]	Passo [m]	N.tond.	Dim. [m]	Dir.secondaria Ø [mm]	Passo [m]	N.tond.
------	------	-------	-------------------	-----------	-----------	------	-------------	-----------------------------	--------------	---------	-------------	-----------------------------	--------------	---------

Inf			0	0	0	Fe dritti	∞	12	0.2	∞	12	0.2	
Sup			0	0	0	Fe dritti	∞	12	0.2	∞	12	0.2	
Inf	18	3	0	0.04	0	Fe dritti	0.11	12	∞	0	0	18	0.22

## MAGLIE RETTANGOLARE CUCITURE MEGAPARETE 2

Lato	Filo	Piano	Dir. Princ.[°]	ΔX [m]	ΔY [m]	Ø [mm]	passo [m]	Dir.principale n Cucit	dim.buco [m]	passo [m]	Dir.secondaria n Cucit	dim.buco [m]
	24	0	0	0	0.06	8	0.15	1	0	0.15	2	0
	6	3	0	0.13	-0.07	8	0.15	3	0	0.15	2	0
	18	3	0	-0.02	-0.13	8	0.09	4	0	0.09	5	0

## MAGLIE MEGAPARETE 3

Lato	Filo	Piano	Dir. Princ.[°]	ΔX [m]	ΔY [m]	Tipo	Dim. [m]	Dir.principale Ø [mm]	Passo [m]	N.tond.	Dim. [m]	Dir.secondaria Ø [mm]	Passo [m]	N.tond.
Inf			0	0	0	Fe dritti	∞	12	0.2		∞	12	0.2	
Sup			0	0	0	Fe dritti	∞	12	0.2		∞	12	0.2	

## MAGLIE MEGAPARETE 4

Lato	Filo	Piano	Dir. Princ.[°]	ΔX [m]	ΔY [m]	Tipo	Dim. [m]	Dir.principale Ø [mm]	Passo [m]	N.tond.	Dim. [m]	Dir.secondaria Ø [mm]	Passo [m]	N.tond.
Inf			0	0	0	Fe dritti	∞	12	0.2		∞	12	0.2	
Sup			0	0	0	Fe dritti	∞	12	0.2		∞	12	0.2	

## MAGLIE MEGAPARETE 5

Lato	Filo	Piano	Dir. Princ.[°]	ΔX [m]	ΔY [m]	Tipo	Dim. [m]	Dir.principale Ø [mm]	Passo [m]	N.tond.	Dim. [m]	Dir.secondaria Ø [mm]	Passo [m]	N.tond.
Inf			0	0	0	Fe dritti	∞	12	0.2		∞	12	0.2	
Sup			0	0	0	Fe dritti	∞	12	0.2		∞	12	0.2	

## MAGLIE MEGAPARETE 6

Lato	Filo	Piano	Dir. Princ.[°]	ΔX [m]	ΔY [m]	Tipo	Dim. [m]	Dir.principale Ø [mm]	Passo [m]	N.tond.	Dim. [m]	Dir.secondaria Ø [mm]	Passo [m]	N.tond.
Inf			0	0	0	Fe dritti	∞	12	0.2		∞	12	0.2	
Sup			0	0	0	Fe dritti	∞	12	0.2		∞	12	0.2	

## MAGLIE RETTANGOLARE CUCITURE MEGAPARETE 6

Lato	Filo	Piano	Dir. Princ.[°]	ΔX [m]	ΔY [m]	Ø [mm]	passo [m]	Dir.principale n Cucit	dim.buco [m]	passo [m]	Dir.secondaria n Cucit	dim.buco [m]
	44	3	0	0	-0.13	8	0.15	2	0	0.15	3	0

## MAGLIE MEGAPARETE 7

Lato	Filo	Piano	Dir. Princ.[°]	ΔX [m]	ΔY [m]	Tipo	Dim. [m]	Dir.principale Ø [mm]	Passo [m]	N.tond.	Dim. [m]	Dir.secondaria Ø [mm]	Passo [m]	N.tond.
Inf			0	0	0	Fe dritti	∞	12	0.2		∞	12	0.2	
Sup			0	0	0	Fe dritti	∞	12	0.32		∞	12	0.2	
Inf	43	3	0	0.06	0	Fe dritti	0.14	12	∞	0	0	18	0.28	1
Inf	44	3	0	-0.05	0	Fe dritti	0.12	12	∞	0	0	18	0.24	1
Sup	43	3	0	0	-0.23	Fe dritti	0	18	0.94	1	0.47	12	∞	0

## MAGLIE RETTANGOLARE CUCITURE MEGAPARETE 7

Lato	Filo	Piano	Dir. Princ.[°]	ΔX [m]	ΔY [m]	Ø [mm]	passo [m]	Dir.principale n Cucit	dim.buco [m]	passo [m]	Dir.secondaria n Cucit	dim.buco [m]
	43	3	0	0.06	-0.13	8	0.15	2	0	0.15	3	0
	44	3	0	-0.05	-0.13	8	0.15	2	0	0.15	3	0

## MAGLIE MEGAPIASTRA 1

Lato	Filo	Piano	Dir. Princ.[°]	ΔX [m]	ΔY [m]	Tipo	Dim. [m]	Dir.principale Ø [mm]	Passo [m]	N.tond.	Dim. [m]	Dir.secondaria Ø [mm]	Passo [m]	N.tond.
Inf			0	0	0	Fe dritti	∞	12	0.2		∞	12	0.2	
Sup			0	0	0	Fe dritti	∞	12	0.2		∞	12	0.2	

## MAGLIE RETTANGOLARE CUCITURE MEGAPIASTRA 1

Lato	Filo	Piano	Dir. Princ.[°]	ΔX [m]	ΔY [m]	Ø [mm]	passo [m]	Dir.principale n Cucit	dim.buco [m]	passo [m]	Dir.secondaria n Cucit	dim.buco [m]
	24	0	-90	0	-0.125	8	0.12	6	0.25	0.12	6	0.25

**MAGLIE MEGAPIASTRA 2**

Lato	Filo	Piano	Dir. Princ.[°]	ΔX [m]	ΔY [m]	Tipo	Dim. [m]	Dir.principale Ø [mm]	Passo [m]	N.tond.	Dim. [m]	Dir.secondaria Ø [mm]	Passo [m]	N.tond.
Inf			0	0	0	Fe dritti	∞	12	0.2		∞	12	0.2	
Sup			0	0	0	Fe dritti	∞	12	0.2		∞	12	0.2	

**MAGLIE RETTANGOLARE CUCITURE MEGAPIASTRA 2**

Lato	Filo	Piano	Dir. Princ.[°]	ΔX [m]	ΔY [m]	Ø [mm]	passo [m]	Dir.principale n Cucit	dim.buco [m]	passo [m]	Dir.secondaria n Cucit	dim.buco [m]
	24	3	-90	0	-0.125	8	0.15	6	0.25	0.15	6	0.25

**Verifiche**

**TABELLA RIASSUNTIVA VERIFICHE STATI LIMITE BEAM**

Piano	SLU	Gerar. V-M	Travi Tens Eserc.	Fessur.	Deform.	SLU	Gerar. V-M	Pilastri Tens Eserc.	Fessur.	Spost.	Instab.	SLU	Tens Eserc.	Pareti Fessur.	Spost.	Instab.	Gerar.	Nodi Min. Arm.	Resist.
0																			
1																			
2																			
3																			

**TABELLA RIASSUNTIVA VERIFICHE STATI LIMITE SHELL**

Piano	SLU	Pareti Tens Eserc.	Fessur.	Spost.	SLU	Piastr. Tens Eserc.	Fessur.	SLU	Plinti diretti Tens Eserc.	Fessur.
0										
1		Si	Si	Si	Si	Si	Si	Si		
2		Si	Si	Si	Si	Si	Si	Si		
3		Si	Si	Si	Si	Si	Si	Si		

**EFFETTO P-Δ**

-  $\theta \leq 0.2$ : Si

**VERIFICA DI RESISTENZA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI**

- Valore massimo Ed/Rd allo SLE: 0.70113
- Valore massimo Ed/Rd allo SLU: 0.96497
- Valore massimo Ed/Rd allo SLD: 0.034808

**VERIFICA SPOSTAMENTI SLD-SLO**

- Coefficiente di verifica: 0.034808

**Conclusioni P03**

Al fine di fornire un giudizio motivato di accettabilità del risultato, come richiesto al § 10.2 NTC08, il progettista strutturale assevera di aver:

- Esaminato preliminarmente la documentazione a corredo del software Jasp™ e di ritenerlo affidabile ed idoneo alla struttura in oggetto.
- Controllato accuratamente i tabulati di calcolo, in particolare la tabella **“Equilibrio per piano”**, il listato degli errori numerici del solutore e le **tabelle di verifica delle sezioni**.
- Confrontato i risultati del software con quelli ottenuti con semplici calcoli di massima.
- Esaminato gli stati tensionali e deformativi e di ritenerli consistenti e coerenti con la schematizzazione e modellazione della struttura.

Pertanto ritiene che i risultati siano accettabili e che il presente progetto strutturale sia conforme alle Leggi n°1086/71 e n°64/74, e al DM 14/01/2008 (Norme tecniche per le costruzioni).

## **ALLEGATO D: ELABORATO DI CALCOLO CAMERETTA TIPO**

La presente relazione illustra il progetto esecutivo delle opere strutturali relative alla realizzazione di camerette di ispezione in CA necessarie per la realizzazione del sistema di raccolta e smaltimento delle acque di fognatura.

### **Camerette gettate in opera**

Sono state analizzate, in questa relazione, tre tipologie di camerette di ispezione aventi rispettivamente le seguenti dimensioni:

- 120 x 120 x 200 cm<sup>1</sup>;
- 200 x 200 x 200 cm;
- 280 x 280 x 200 cm.

Per ogni soluzione sono stati studiate inoltre tre possibili casistiche di inserimento in cantiere:

- 1 m sotto la quota piano campagna;
- 3 m sotto la quota piano campagna;
- 6 m sotto la quota piano campagna.

### **Camerette Prefabbricate**

Per le caratteristiche ed il dimensionamento delle camerette prefabbricate si rimanda alle specifiche relazioni delle ditte fornitrici, allegate alla presente relazione.

## **VERIFICHE**

*Cameretta 120 X 120 x 200*

Verifiche SLU

Soletta di copertura

Si riportano qui di seguito le verifiche allo stato limite ultimo della soletta di copertura considerata come una piastra semplicemente appoggiata sul perimetro.

E' stata inoltre considerata la presenza di un'apertura di 40x40 cm su un angolo per simulare l'apertura di ispezione della cameretta.

La tabella riporta, in funzione dello spessore di terreno sopra la soletta:

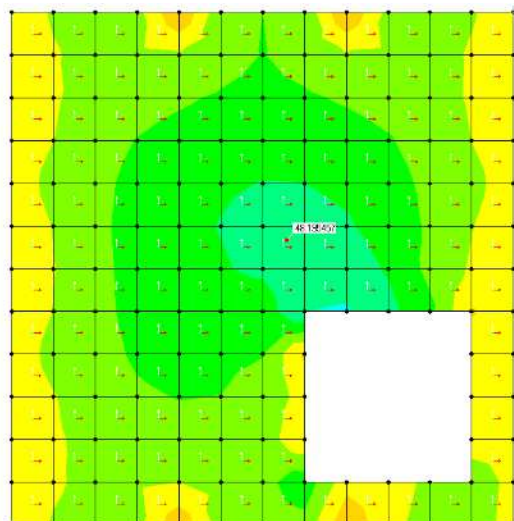
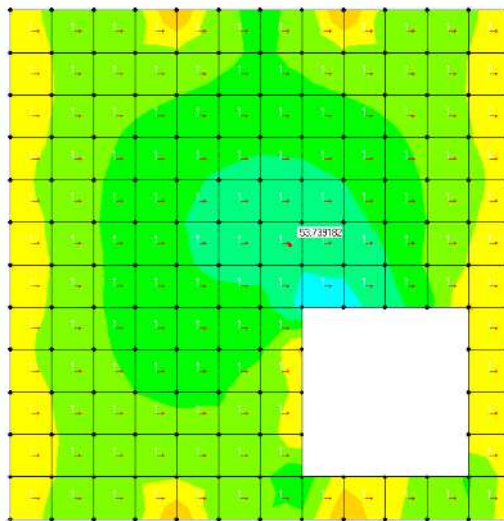
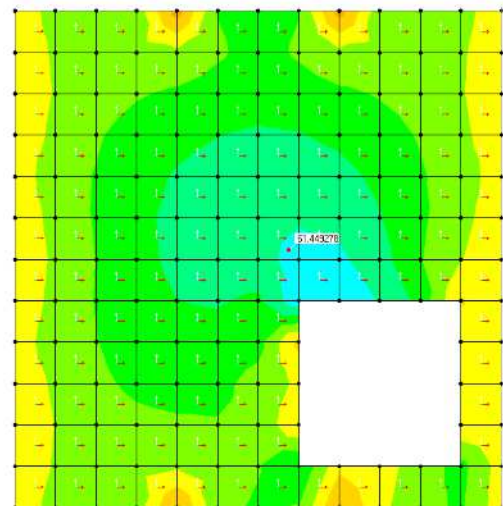
- lo spessore minimo richiesto;
- l'armatura (da posare simmetricamente nelle due direzioni);
- il Momento resistente della soletta;
- il Momento agente<sup>2</sup>;
- il coefficiente di sicurezza di riferimento.

$H_{\text{terreno}}$	Spes. Elem.	Armatura dir.x	Armatura dir.y	$M_{Rd}$	$M_{Ed}$	$g_s = M_{Rd}/M_{Ed}$
m	cm			kN	kNm	

<sup>1</sup> Le dimensioni indicate si riferiscono alle dimensioni nette interne. Per determinare le dimensioni nette esterne bisogna sommare i relativi spessori della soletta, della platea e delle pareti che variano in funzione delle caratteristiche dimensionali della cameretta analizzata.

<sup>2</sup> I carichi concentrati da traffico stradale imposto da normativa vigente sono stati considerati, nell'analisi locale della soletta, come carichi distribuiti considerando, a favore di sicurezza una dimensione di impronta pari a 100x100cm per tutte le altezze di terreno considerate, trascurando un effetto diffusivo a 45° come indicato in D.M. 14.01.2008 #5.1.3.3.6.

1	25	1F12/20 sup. 1F14/20 inf.	1F12/20 sup. 1F14/20 inf.	56	48.19	1.16
3	25	1F12/20 sup. 1F14/20 inf.	1F12/20 sup. 1F14/20 inf.	56	53.73	1.04
6	30	1F12/20 sup. 1F14/20 inf.	1F12/20 sup. 1F14/20 inf.	70	61.44	1.14

COMB. SLU ponte3 h-1 –  $M_{1-1}$  – Azioni espresse in kNmCOMB. SLU ponte3 h-3 –  $M_{1-1}$  – Azioni espresse in kNmCOMB. SLU ponte3 h-6 –  $M_{1-1}$  – Azioni espresse in kNm

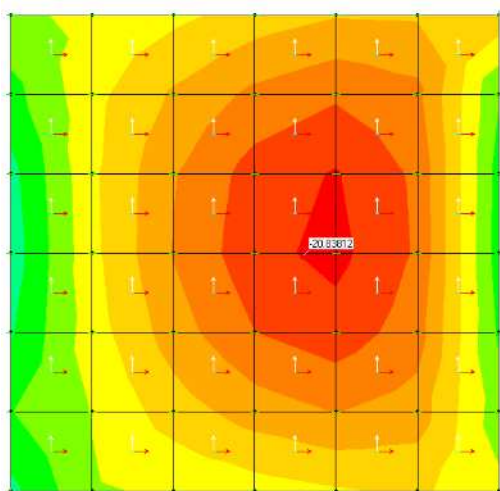
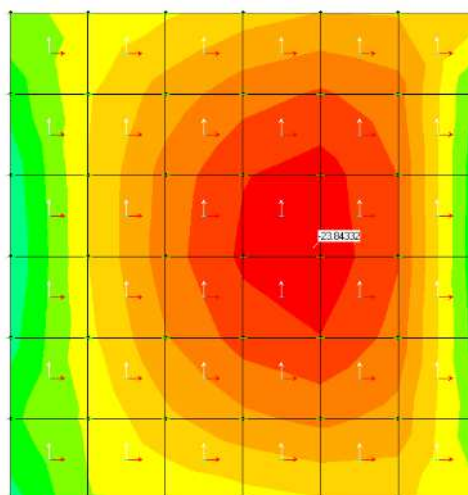
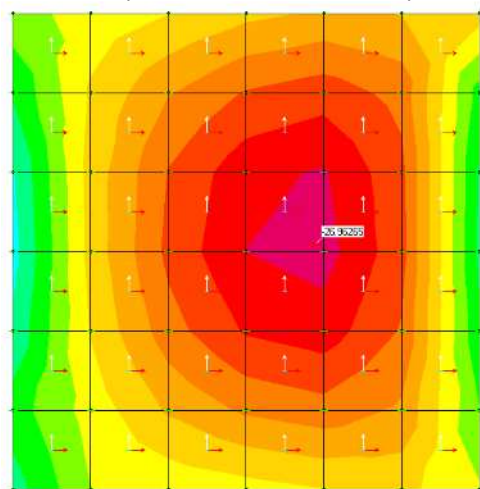
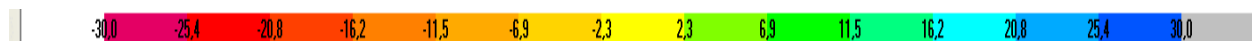
### Platea

Si riportano qui di seguito le verifiche allo stato limite ultimo della platea di fondazione considerata come una piastra incastrata lungo il perimetro alle pareti perimetrali.

E' stato trascurato il peso del fluido contenuto all'interno della cameretta.



$H_{\text{terreno}}$	Spes. Elem.	Armatura dir.x	Armatura dir.y	$M_{Rd}$	$M_{Ed}$	$g_s = M_{Rd}/M_{Ed}$
<i>m</i>	<i>cm</i>			<i>kNm</i>	<i>kNm</i>	
1	20	1+1F12/20	1+1F12/20	-31	-20.80	1.49
3	25	1+1F12/20	1+1F12/20	-41	-23.84	1.30
6	25	1+1F12/20	1+1F12/20	-41	-26.96	1.52

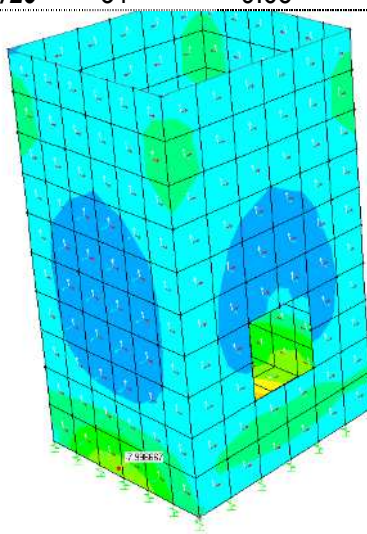
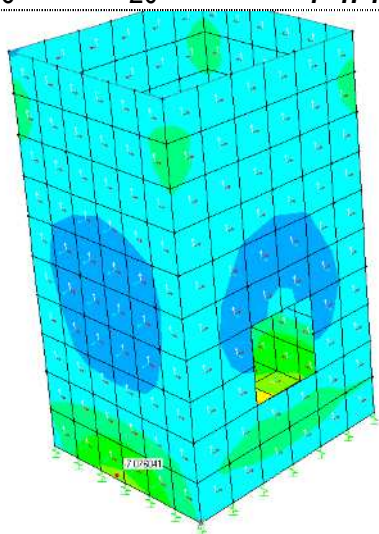
COMB. SLU ponte3 h-1 –  $M_{1-1}$  – Azioni espresse in kNmCOMB. SLU ponte3 h-3 –  $M_{1-1}$  – Azioni espresse in kNmCOMB. SLU ponte3 h-6 –  $M_{1-1}$  – Azioni espresse in kNm

### Pareti perimetrali

Si riportano qui di seguito le verifiche allo stato limite ultimo delle pareti perimetrali modellate come blocco scatolare incastrato alla fondazione ma svincolato dalla soletta superiore in CA (che potrebbe essere realizzata in seconda fase e semplicemente appoggiata alle pareti perimetrali).

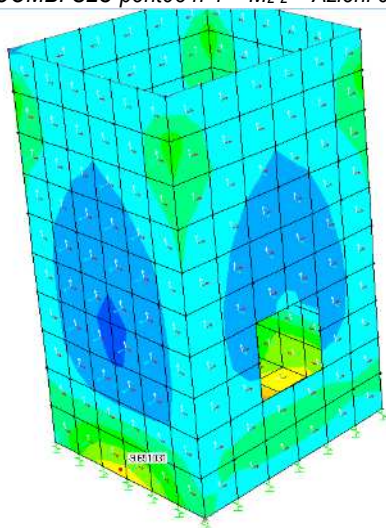
A favore di sicurezza si trascura il contributo assiale gravante dalla copertura, dimensionandolo sulle spinte orizzontali derivate dall'azione del terreno e dai carichi accidentali.

$H_{\text{terreno}}$	Spes. Elem.	Armatura di chiamata <sup>3</sup>	Armatura verticale	Armatura orizzontale	$M_{Rd}^4$	$M_{Ed}$	$g_s$
m	cm				kNm	kNm	
1	20	1+1F12/20	1+1F10/20	1+1F10/20	-31	-7.05	4.39
3	20	1+1F12/20	1+1F10/20	1+1F10/20	31	-7.65	4.05
6	20	1+1F12/20	1+1F12/20	1+1F12/20	31	-9.65	3.21



COMB. SLU ponte3 h-1 –  $M_{2-2}$  – Azioni espresse in kNm

COMB. SLU ponte3 h-3 –  $M_{2-2}$  – Azioni espresse in kNm



COMB. SLU ponte3 h-6 –  $M_{2-2}$  – Azioni espresse in kNm



## Verifiche SLE

<sup>3</sup> L'armatura di chiamata è stata presa pari all'area di ferro presente a livello inferiore della platea, come elaborato di progetto.

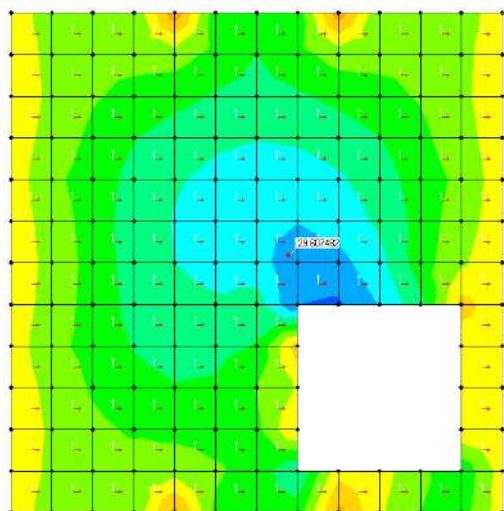
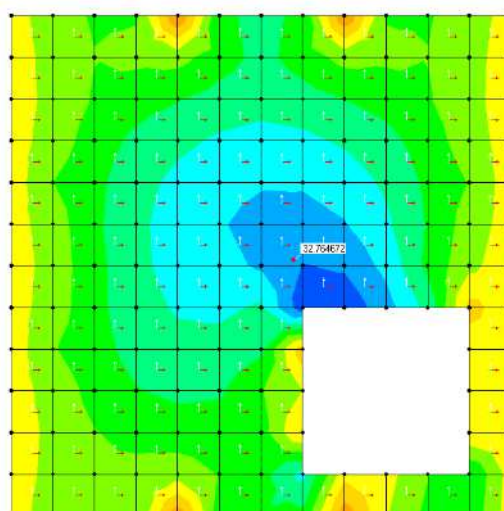
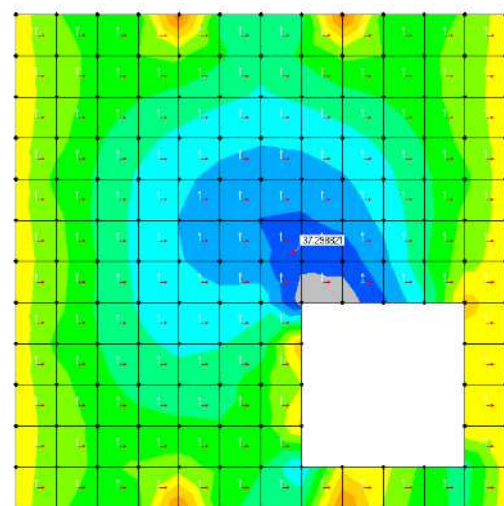
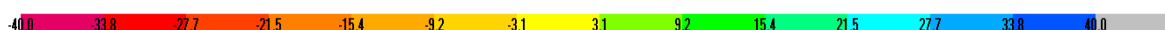
<sup>4</sup> Il Momento resistente indicato in tabella ha come  $A_s$  di riferimento quello legato alle armature di chiamata.

## Soletta di copertura

Si riportano qui di seguito le verifiche allo stato limite di esercizio (Sollecitazione e fessurazione).

I momenti riportati in tabella fanno riferimento alla combinazione frequente.

$H_{\text{terreno}}$	Spes. Elem.	M agente	$s_c^5$	$s_s^6$			M fessurazione	prima $w_k^7$	
	cm	kNm	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>			kNm	mm	
1	25	29.60	5.04	<14.4	203	<360	26.24	0.234	<0.3
3	25	32.46	5.52	<14.4	223	<360	26.24	0.283	<0.3
6	25	37.29	6.35	<14.4	255	<360	26.24	0.300	<0.3

COMB. SLE freq ponte3 h-1 –  $M_{2-2}$  – Azioni espresse in kNmCOMB. SLE freq ponte3 h-3 –  $M_{2-2}$  – Azioni espresse in kNmCOMB. SLE freq ponte3 h-6 –  $M_{2-2}$  – Azioni espresse in kNm

## Platea

<sup>5</sup> # NTC 4.1.2.2.5.1 – Sollecitazione massima in esercizio –  $0.45 f_{ck}$  (cond. quasi permanente) e  $0.60 f_{ck}$  (cond. rara)

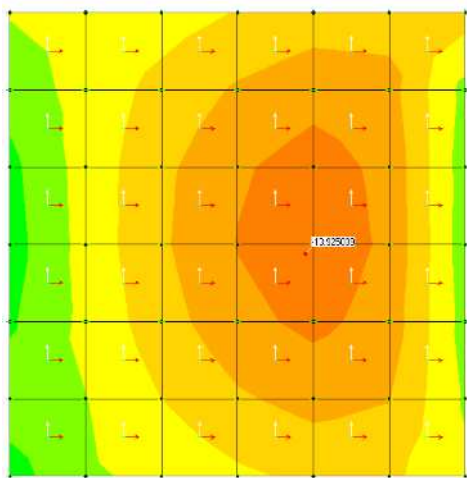
<sup>6</sup> # NTC 4.1.2.2.5.2 – Sollecitazione massima in esercizio –  $0.8 f_{yk}$  (cond. rara)

<sup>7</sup> # NTC 4.1.2.2.4.5 – apertura massima in cond. Frequente  $w_d < w_2 = 0.3\text{mm}$  (armatura poco sensibile – ambiente aggressivo)

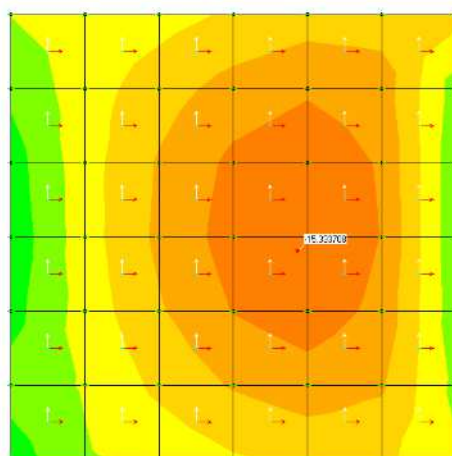
Si riportano qui di seguito le verifiche allo stato limite di esercizio (Sollecitazione e fessurazione).

I momenti riportati in tabella fanno riferimento alla combinazione frequente.

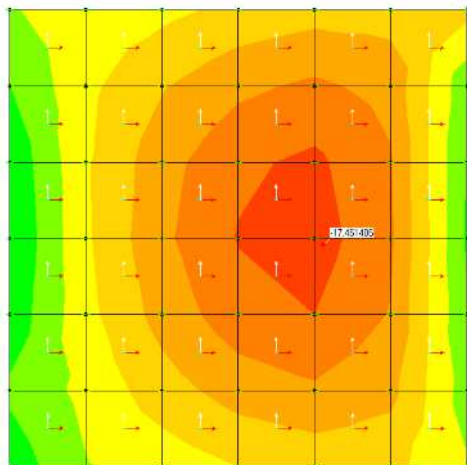
$H_{\text{terreno}}$	Spes. Elem.	M agente	$s_c$	$s_s$			M prima fessurazione	$w_k$	
	cm	kNm	N/mm <sup>2</sup>		N/mm <sup>2</sup>		kNm	mm	
1	20	13.92	4.26	<14.4	169	<360	16.8	0.09	<0.3
3	25	15.33	2.97	<14.4	141	<360	26.24	0.0	<0.3
6	25	17.86	3.46	<14.4	164	<360	26.24	0.0	<0.3



COMB. SLE freq ponte3 h-1 –  $M_{1-1}$  – Azioni espresse in kNm



COMB. SLE freq ponte3 h-3 –  $M_{1-1}$  – Azioni espresse in kNm



COMB. SLE freq ponte3 h-6 –  $M_{1-1}$  – Azioni espresse in kNm



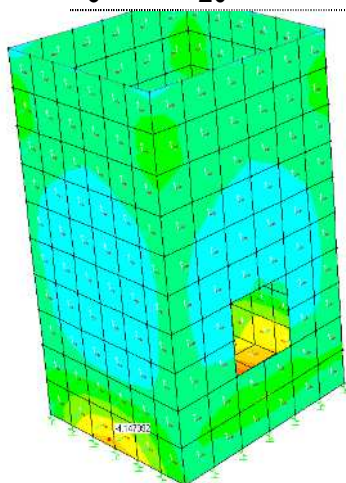
Pareti perimetrali

Si riportano qui di seguito le verifiche allo stato limite di esercizio (Sollecitazione e fessurazione).

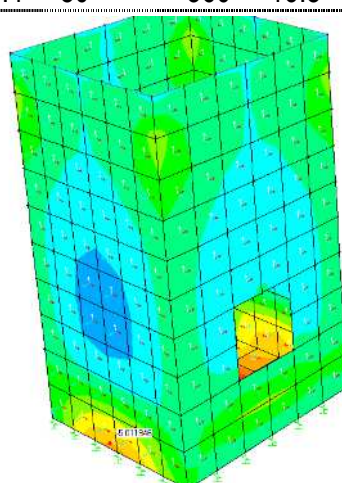
I momenti riportati in tabella fanno riferimento alla combinazione frequente.



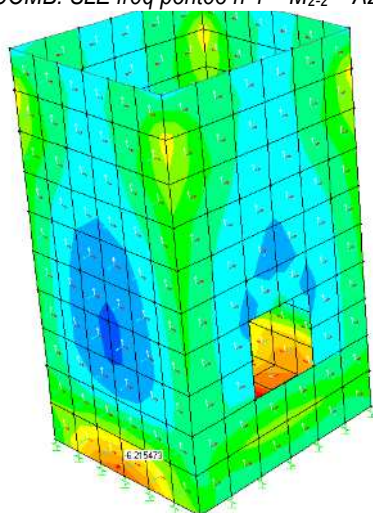
$H_{\text{terreno}}$	Spes. Elem.	M agente	$s_c$	$s_s$		M prima fessurazione	$w_k$		
	cm	kNm	N/mm <sup>2</sup>		N/mm <sup>2</sup>	kNm	mm		
1	20	4.14	1.38	<14.4	53	<360	16.8	0.0	<0.3
3	20	5.01	1.68	<14.4	67	<360	16.8	0.0	<0.3
6	20	6.21	1.99	<14.4	80	<360	16.8	0.0	<0.3



COMB. SLE freq ponte3 h-1 –  $M_{2-2}$  – Azioni espresse in kNm



COMB. SLE freq ponte3 h-1 –  $M_{2-2}$  – Azioni espresse in kNm



COMB. SLE freq ponte3 h-1 –  $M_{2-2}$  – Azioni espresse in kNm



Cameretta 200 X 200 x 200

## Verifiche SLU

### Soletta di copertura

Si Riporta qui di seguito le verifiche allo stato limite ultimo della soletta di copertura considerata come una piastra semplicemente appoggiata sul perimetro.

E' stata inoltre considerata la presenza di un'apertura di 40x40 cm su un angolo per simulare l'apertura di ispezione della cameretta.

La tabella riporta, in funzione dello spessore di terreno sopra la soletta:

lo spessore minimo richiesto;

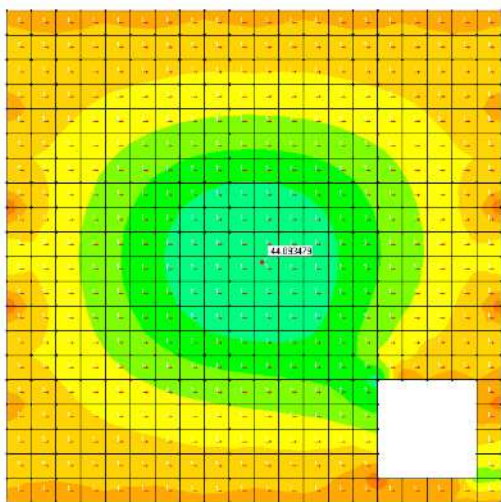
l'armatura (da posare simmetricamente nelle due direzioni);

il Momento resistente della soletta;

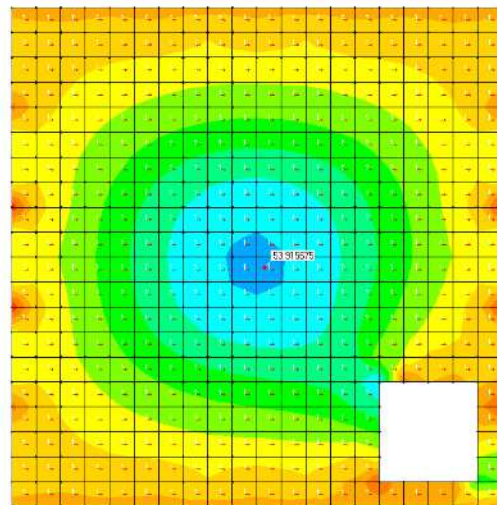
il Momento agente<sup>8</sup>;

il coefficiente di sicurezza di riferimento.

$H_{\text{terreno}}$	Spes. Elem.	Armatura dir.x	Armatura dir.y	$M_{Rd}$	$M_{Ed}$	$g_s = M_{Rd}/M_{Ed}$
<i>m</i>	<i>cm</i>			<i>kNm</i>	<i>kNm</i>	
1	25	1F12/20 sup. 1F14/20 inf.	1F12/20 sup. 1F14/20 inf.	56	44.09	1.27
3	30	1F12/20 sup. 1F14/20 inf.	1F12/20 sup. 1F14/20 inf.	70	53.93	1.30
6	35	1F12/20 sup. 1F14/20 inf.	1F12/20 sup. 1F14/20 inf.	83	68.83	1.21

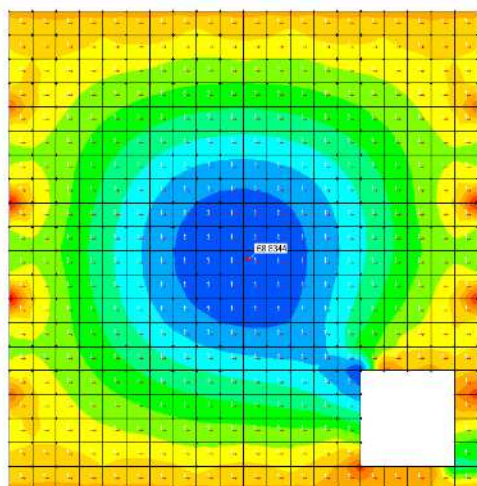


COMB. SLU ponte3 h-1 –  $M_{2-2}$  – Azioni espresse in kNm



COMB. SLU ponte3 h-3 –  $M_{2-2}$  – Azioni espresse in kNm

<sup>8</sup> I carichi concentrati da traffico stradale imposto da normativa vigente sono stati considerati, nell'analisi locale della soletta, come carichi distribuiti considerando, a favore di sicurezza una dimensione di impronta pari a 100x100cm per tutte le altezze di terreno considerate, trascurando un effetto diffusivo a 45° come indicato in D.M. 14.01.2008 #5.1.3.3.6.

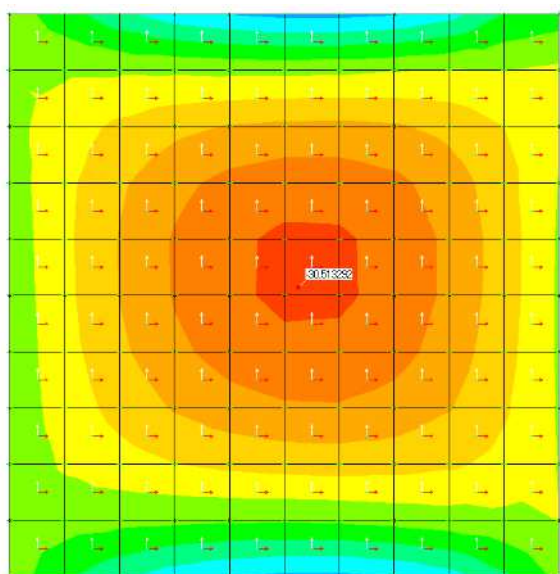
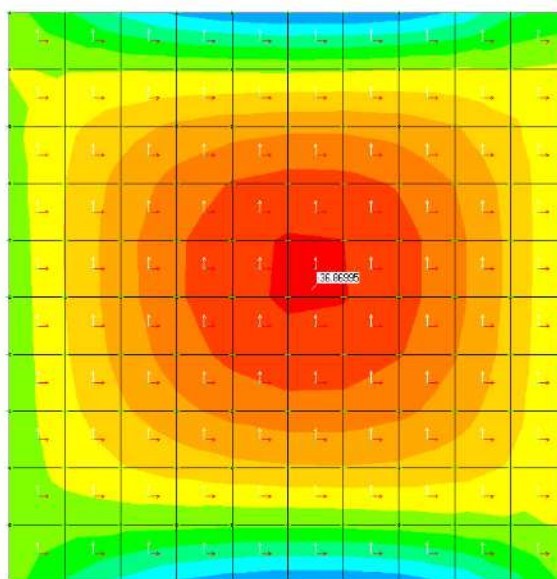
COMB. SLU ponte3 h-6 –  $M_{2-2}$  – Azioni espresse in kNm

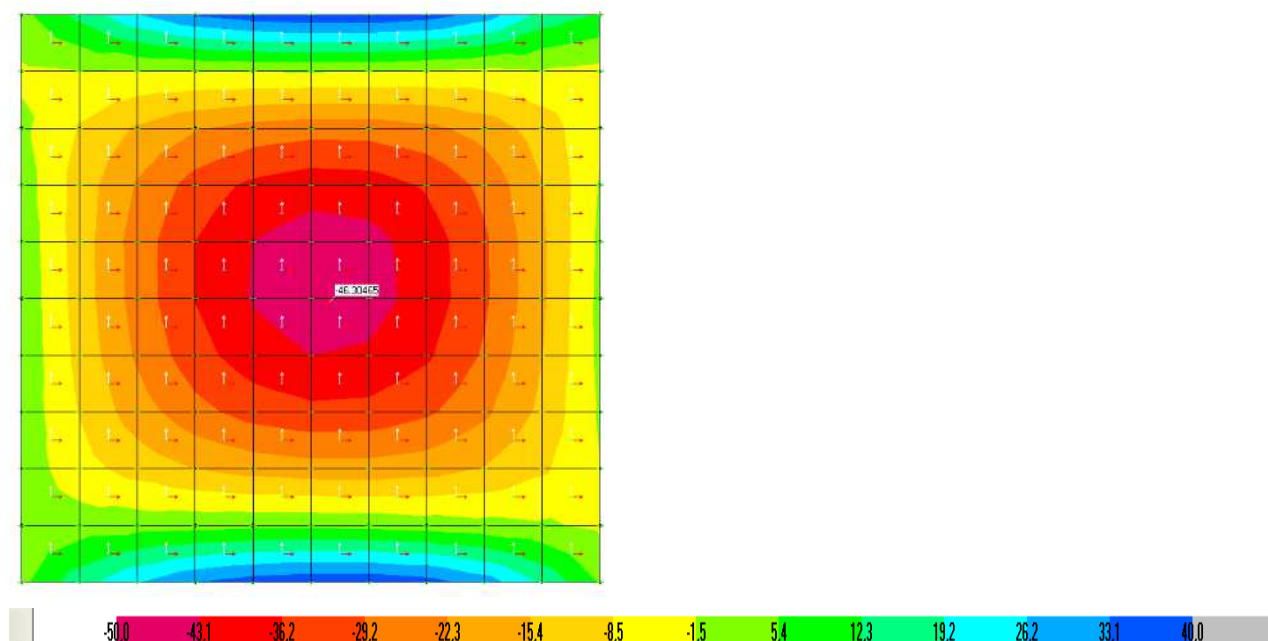
### Platea

Si Riporta qui di seguito le verifiche allo stato limite ultimo della platea di fondazione considerata come una piastra incastrata lungo il perimetro alle pareti perimetrali.

E' stato trascurato il peso del fluido contenuto all'interno della cameretta.

$H_{\text{terreno}}$	Spes. Elem.	Armatura dir.x	Armatura dir.y	$M_{Rd}$	$M_{Ed}$	$g_s = M_{Rd}/M_{Ed}$
m	cm			kNm	kNm	
1	25	1+1F12/20	1+1F12/20	41	30.51	1.35
3	30	1+1F12/20	1+1F12/20	51	36.86	1.39
6	30	1+1F14/20	1+1F14/20	70	46.30	1.51

COMB. SLU ponte1 h-1 –  $M_{2-2}$  – Azioni espresse in kNmCOMB. SLU ponte1 h-3 –  $M_{2-2}$  – Azioni espresse in kNm

COMB. SLU ponte1 h-6 –  $M_{2-2}$  – Azioni espresse in kNm

### Pareti perimetrali

Si Riporta qui di seguito le verifiche allo stato limite ultimo delle pareti perimetrali modellate come blocco scatolare incastrato alla fondazione ma svincolato dalla soletta superiore in CA (che potrebbe essere realizzata in seconda fase e semplicemente appoggiata alle pareti perimetrali).

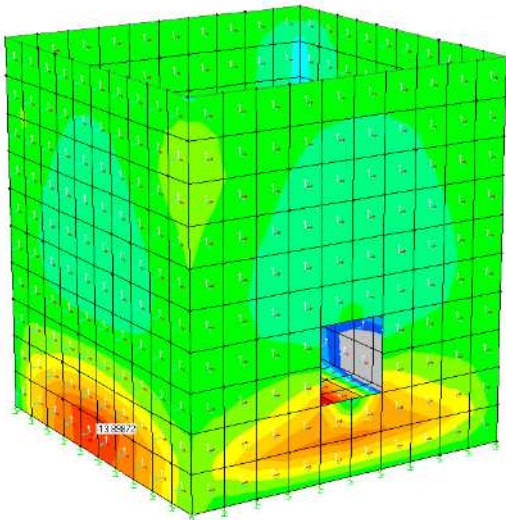
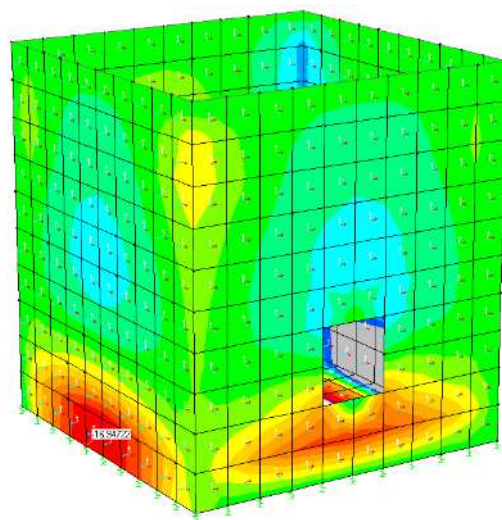
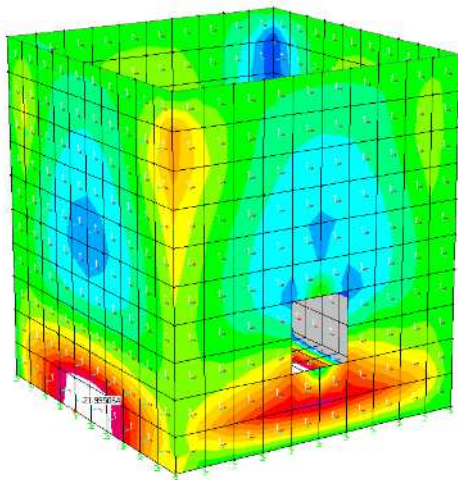
A favore di sicurezza si trascura il contributo assiale gravante dalla copertura, dimensionandolo sulle spinte orizzontali derivate dall'azione del terreno e dai carichi accidentali.

$H_{\text{terreno}}$	Spes. Elem.	Armatura di chiamata <sup>9</sup>	Armatura verticale	Armatura orizzontale	$M_{Rd}^{10}$	$M_{Ed}$	$g_s$
<i>m</i>	<i>cm</i>				<i>kNm</i>	<i>kNm</i>	
1	25	1+1F12/20	1+1F12/20	1+1F10/20	41	13.89	2.95
3	25	1+1F12/20	1+1F12/20	1+1F10/20	41	16.94	2.42
6	25	1+1F14/20	1+1F14/20	1+1F12/20	56	21.99	2.54

<sup>9</sup> L'armatura di chiamata è stata presa pari all'area di ferro presente a livello inferiore della platea, come nell'elaborato di progetto.

<sup>10</sup> Il Momento resistente indicato in tabella ha come  $A_s$  di riferimento quello legato alle armature di chiamata.



COMB. SLU ponte1 h-1 –  $M_{2-2}$  – Azioni espresse in kNmCOMB. SLU ponte1 h-3 –  $M_{2-2}$  – Azioni espresse in kNmCOMB. SLU ponte1 h-6 –  $M_{2-2}$  – Azioni espresse in kNm

Verifiche SLE

Soletta di copertura

Si riportano qui di seguito le verifiche allo stato limite di esercizio (Sollecitazione e fessurazione).

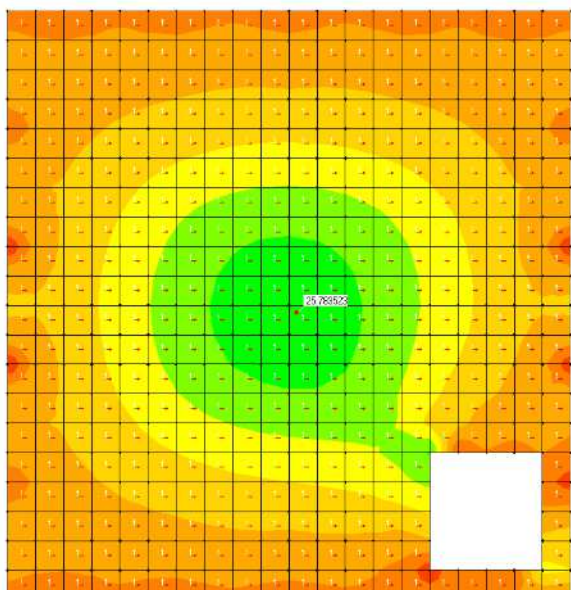
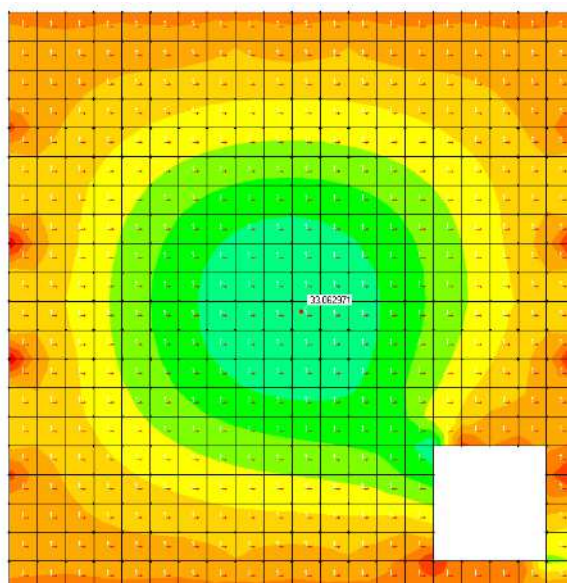
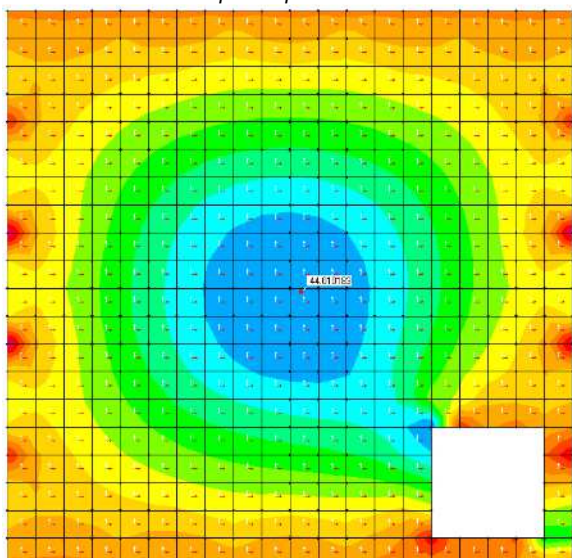
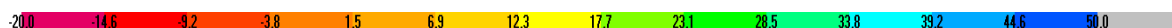
I momenti riportati in tabella fanno riferimento alla combinazione frequente.

H <sub>terreno</sub>	Spes. Elem.	M agente	s <sub>c</sub> <sup>11</sup>	s <sub>s</sub> <sup>12</sup>			M prima fessurazione	w <sub>k</sub> <sup>13</sup>	
	cm	kNm	N/mm <sup>2</sup>		N/mm <sup>2</sup>		kNm	mm	
1	25	25.78	4.39	<14.4	177	<360	26.24	0.14	<0.3
3	30	33.06	3.96	<14.4	141	<360	37.8	0.12	<0.3
6	35	44.01	3.96	<14.4	200	<360	51.45	0.123	<0.3

<sup>11</sup> # NTC 4.1.2.2.5.1 – Sollecitazione massima in esercizio –  $0.45 f_{ck}$  (cond. quasi permanente) e  $0.60 f_{ck}$  (cond. rara)

<sup>12</sup> # NTC 4.1.2.2.5.2 – Sollecitazione massima in esercizio –  $0.8 f_{yk}$  (cond. rara)

<sup>13</sup> # NTC 4.1.2.2.4.5 – apertura massima in cond. Frequente  $w_d < w_2 = 0.3\text{mm}$  (armatura poco sensibile – ambiente aggressivo)

COMB. SLE cond. frequente ponte3 h-1 –  $M_{2-2}$  – kNmCOMB. SLE cond. frequente ponte3 h-3 –  $M_{2-2}$  – kNmCOMB. SLE cond frequente ponte3 h-6 –  $M_{2-2}$  – Azioni espresse in kNm

## Platea

Si riportano qui di seguito le verifiche allo stato limite di esercizio (Sollecitazione e fessurazione).

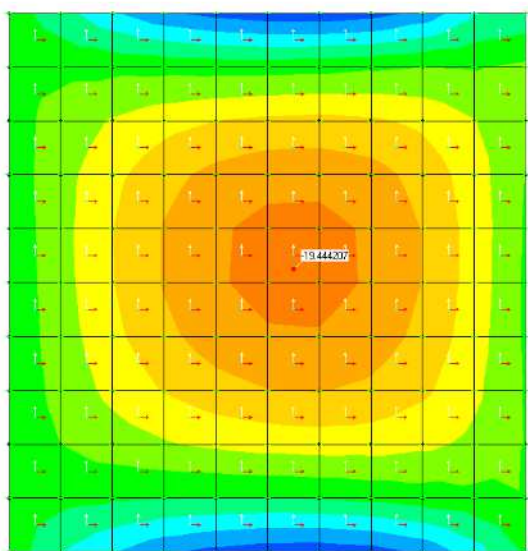
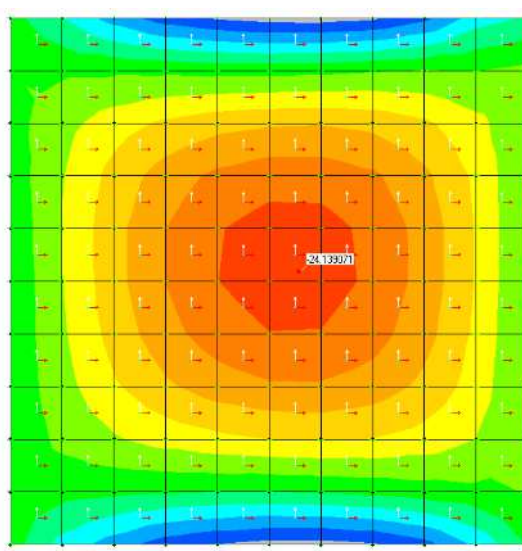
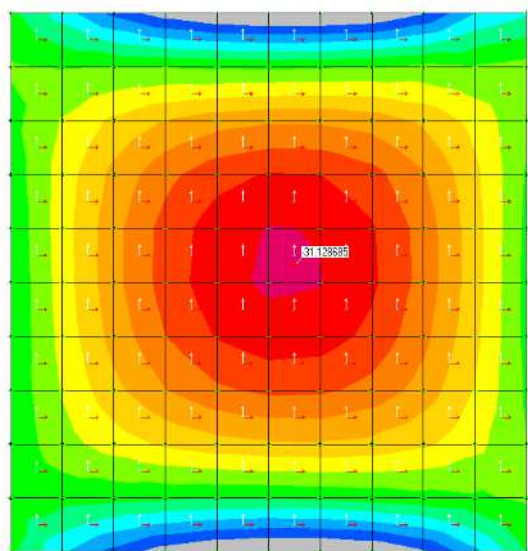
I momenti riportati in tabella fanno riferimento alla combinazione frequente.

H <sub>terreno</sub>	Spes. Elem.	M agente	s <sub>c</sub> <sup>14</sup>		s <sub>s</sub> <sup>15</sup>		M fessurazione	w <sub>k</sub> <sup>16</sup>	
	cm	kNm	N/mm <sup>2</sup>		N/mm <sup>2</sup>		kNm	mm	
1	25	19.44	3.77	<14.4	179	<360	26.24	0.035	<0.3
3	30	24.13	3.29	<14.4	178	<360	37.8	0.04	<0.3
6	30	31.14	3.73	<14.4	170	<360	37.8	0.09	<0.3

<sup>14</sup> # NTC 4.1.2.2.5.1 – Sollecitazione massima in esercizio –  $0.45 f_{ck}$  (cond. quasi permanente) e  $0.60 f_{ck}$  (cond. rara)

<sup>15</sup> # NTC 4.1.2.2.5.2 – Sollecitazione massima in esercizio –  $0.8 f_{yk}$  (cond. rara)

<sup>16</sup> # NTC 4.1.2.2.4.5 – apertura massima in cond. Frequente  $w_d < w_2 = 0.3\text{mm}$  (armatura poco sensibile – ambiente aggressivo)

COMB. SLE cond frequente ponte1 h-1 –  $M_{2-2}$  – kNmCOMB. SLE cond frequente ponte1 h-3 –  $M_{2-2}$  – kNmCOMB. SLE cond frequente ponte1 h-6 –  $M_{2-2}$  – Azioni espresse in kNm

### Pareti perimetrali

Si riportano qui di seguito le verifiche allo stato limite di esercizio (Sollecitazione e fessurazione).

I momenti riportati in tabella fanno riferimento alla combinazione frequente.

$H_{\text{terreno}}$	Spes. Elem.	M agente	$s_c^{17}$	$s_s^{18}$	M prima fessurazione	$w_k^{19}$			
	cm	kNm	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	kNm	mm			
1	25	8.96	1.74	<14.4	84	<360	26.24	0.0	<0.3

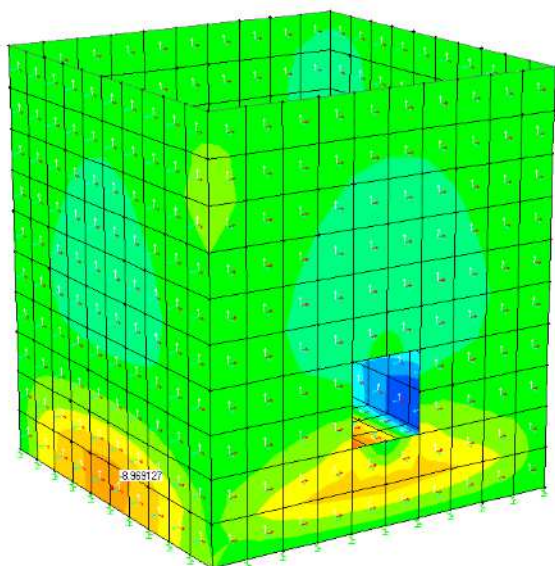
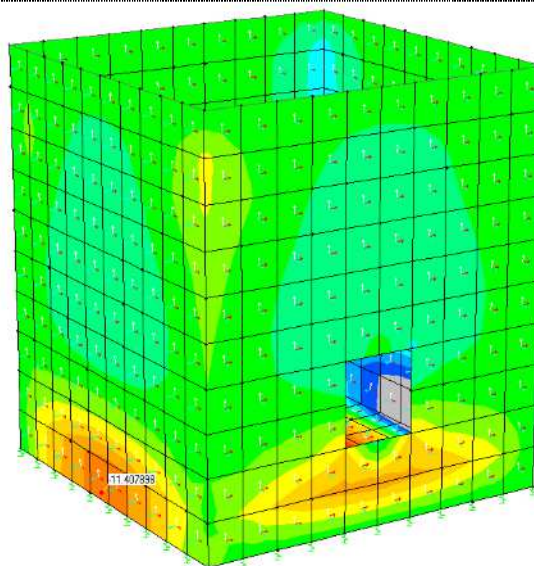
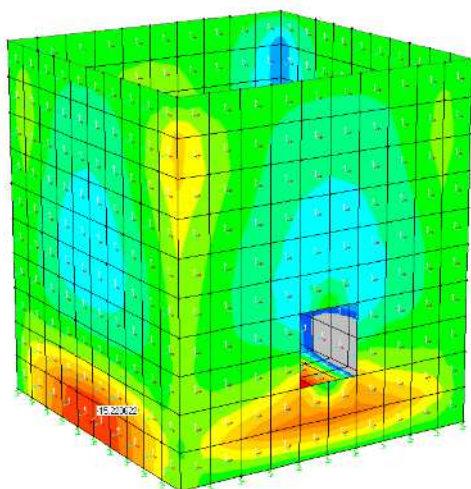
<sup>17</sup> # NTC 4.1.2.2.5.1 – Sollecitazione massima in esercizio –  $0.45 f_{ck}$  (cond. quasi permanente) e  $0.60 f_{ck}$  (cond. rara)

<sup>18</sup> # NTC 4.1.2.2.5.2 – Sollecitazione massima in esercizio –  $0.8 f_{yk}$  (cond. rara)

<sup>19</sup> # NTC 4.1.2.2.4.5 – apertura massima in cond. Frequente  $w_d < w_2 = 0.3\text{mm}$  (armatura poco sensibile – ambiente aggressivo)



3	25	11.41	2.23	<14.4	110	<360	26.24	0.0	<0.3
6	25	15.22	2.91	<14.4	138	<360	26.24	0.0	<0.3

COMB. SLE cond frequente ponte1 h-1 –  $M_{2-2}$  – kNmCOMB. SLE cond frequente ponte1 h-3 –  $M_{2-2}$  – kNmCOMB. SLE cond frequente ponte1 h-6 –  $M_{2-2}$  – Azioni espresse in kNm

Cameretta 280 X 280 x 200

## Verifiche SLU

## Soletta di copertura

Si Riporta qui di seguito le verifiche allo stato limite ultimo della soletta di copertura considerata come una piastra semplicemente appoggiata sul perimetro.

E' stata inoltre considerata la presenza di un'apertura di 40x40 cm su un angolo per simulare l'apertura di ispezione della cameretta.

La tabella riporta, in funzione dello spessore di terreno sopra la soletta:

lo spessore minimo richiesto;

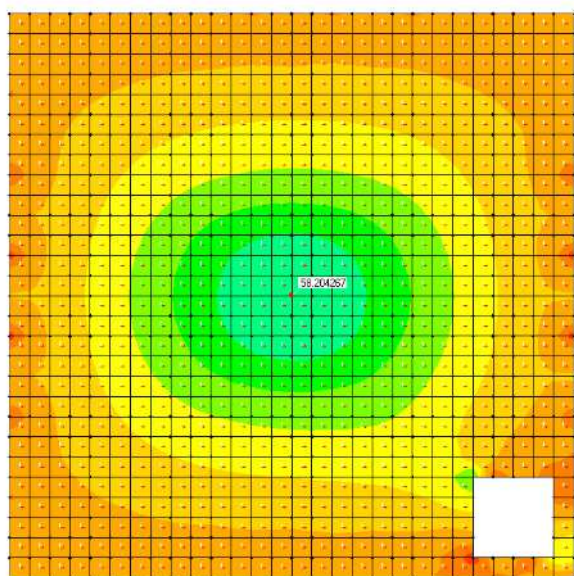
l'armatura (da posare simmetricamente nelle due direzioni);

il Momento resistente della soletta;

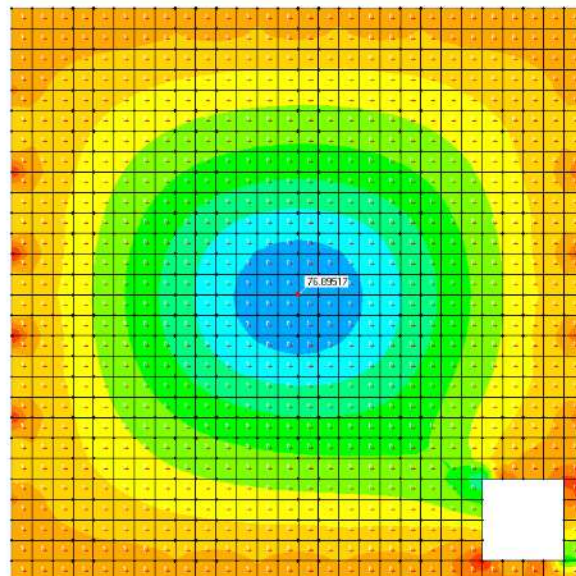
il Momento agente<sup>20</sup>;

il coefficiente di sicurezza di riferimento.

$H_{\text{terreno}}$	Spes. Elem.	Armatura dir.x	Armatura dir.y	$M_{Rd}$	$M_{Ed}$	$g_s = M_{Rd}/M_{Ed}$
m	cm			kNm	kNm	
1	30	1F12/20 sup. 1F14/20 inf.	1F12/20 sup. 1F14/20 inf.	70	58.20	1.20
3	35	1F12/20 sup. 1F16/20 inf.	1F12/20 sup. 1F16/20 inf.	109	76.89	1.41
6	40	1F12/20 sup. 1F16/20 inf.	1F12/20 sup. 1F16/20 inf.	127	104.93	1.20



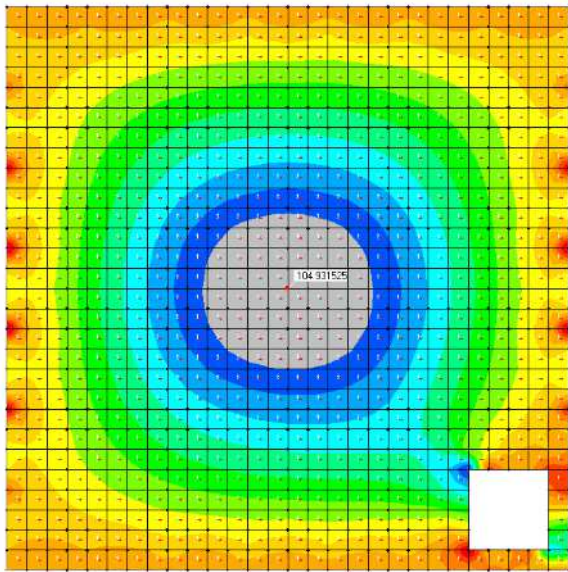
COMB. SLU ponte3 h-1 –  $M_{2-2}$  – Azioni espresse in kNm



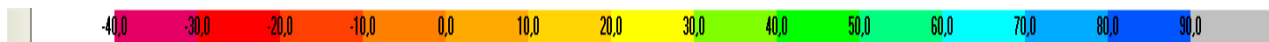
COMB. SLU ponte3 h-3 –  $M_{2-2}$  – Azioni espresse in kNm

<sup>20</sup> I carichi concentrati da traffico stradale imposto da normativa vigente sono stati considerati, nell'analisi locale della soletta, come carichi distribuiti considerando, a favore di sicurezza una dimensione di impronta pari a 100x100cm per tutte le altezze di terreno considerate, trascurando un effetto diffusivo a 45° come indicato in D.M. 14.01.2008 #5.1.3.3.6.





COMB. SLU ponte3 h-6 –  $M_{2-2}$  – Azioni espresse in kNm

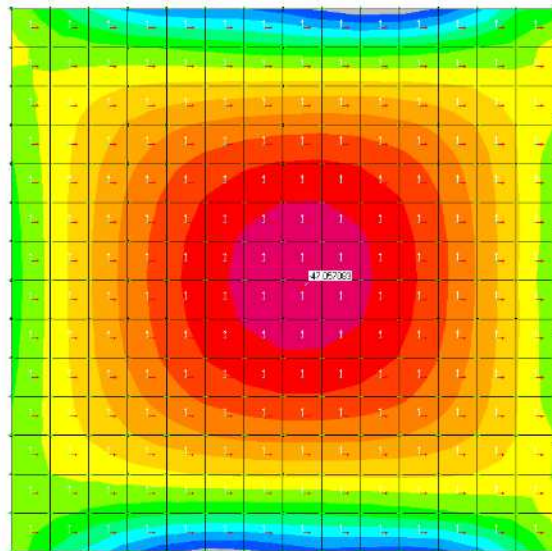
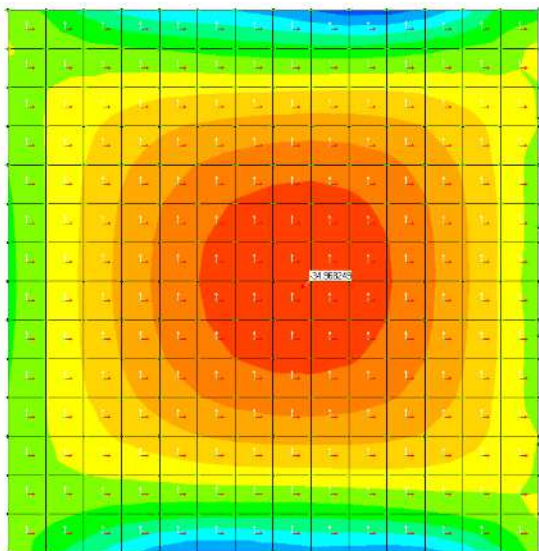


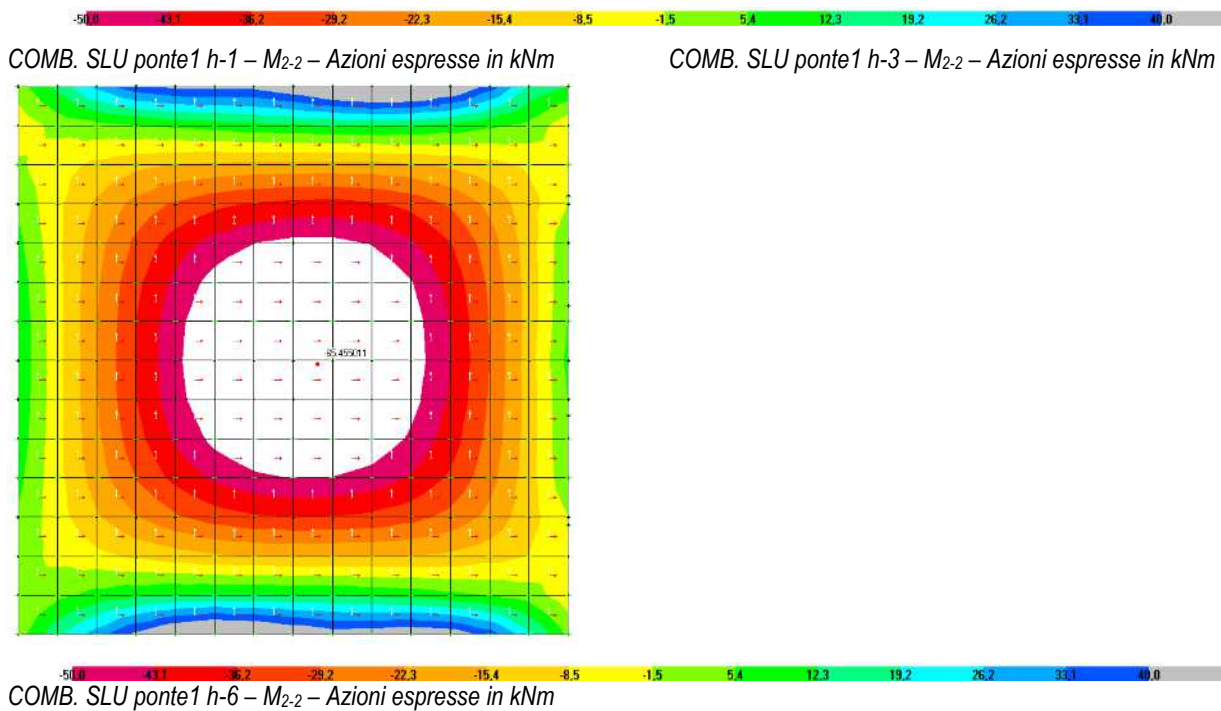
### Platea

Si Riporta qui di seguito le verifiche allo stato limite ultimo della platea di fondazione considerata come una piastra incastrata lungo il perimetro alle pareti perimetrali.

E' stato trascurato il peso del fluido contenuto all'interno della cameretta.

$H_{\text{terreno}}$	Spes. Elem.	Armatura dir.x	Armatura dir.y	$M_{Rd}$	$M_{Ed}$	$g_s = M_{Rd}/M_{Ed}$
m	cm			kNm	kNm	
1	30	1+1F12/20	1+1F12/20	51	34.96	1.46
3	35	1+1F14/20	1+1F14/20	83	47.05	1.76
6	40	1+1F14/20	1+1F14/20	97.5	65.45	1.49





### Pareti perimetrali

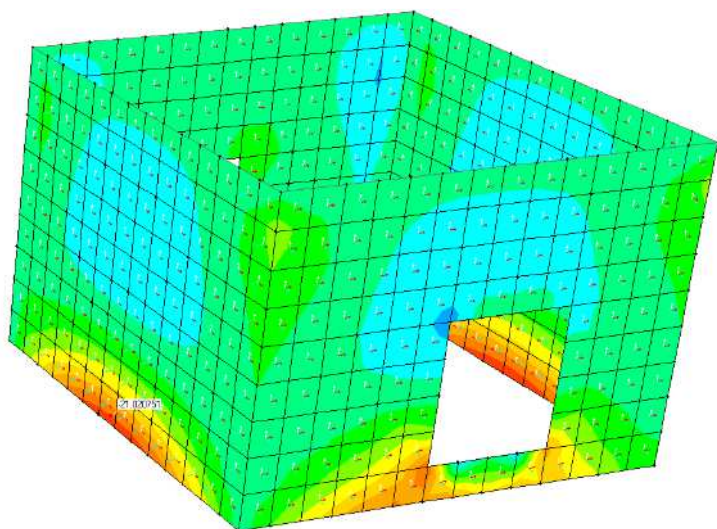
Si Riporta qui di seguito le verifiche allo stato limite ultimo delle pareti perimetrali modellate come blocco scatolare incastrato alla fondazione ma svincolato dalla soletta superiore in CA (che potrebbe essere realizzata in seconda fase e semplicemente appoggiata alle pareti perimetrali).

A favore di sicurezza si trascura il contributo assiale gravante dalla copertura, dimensionandolo sulle spinte orizzontali derivate dall'azione del terreno e dai carichi accidentali.

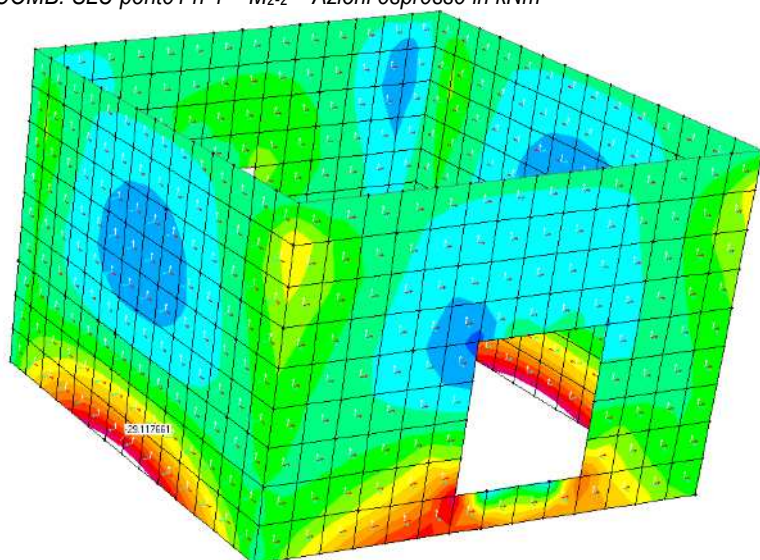
$H_{\text{terreno}}$	Spes. Elem.	Armatura di chiamata <sup>21</sup>	Armatura verticale	Armatura orizzontale	$M_{Rd}^{22}$	$M_{Ed}$	$g_s$
m	cm				kNm	kNm	
1	25	1+1F12/20	1+1F12/20	1+1F12/20	41	21.2	1.93
3	25	1+1F14/20	1+1F14/20	1+1F12/20	56	29.11	1.93
6	30	1+1F14/20	1+1F14/20	1+1F12/20	70	41.13	1.70

<sup>21</sup> L'armatura di chiamata è stata presa pari all'area di ferro presente a livello inferiore della platea, coerentemente con l'elaborato di progetto.

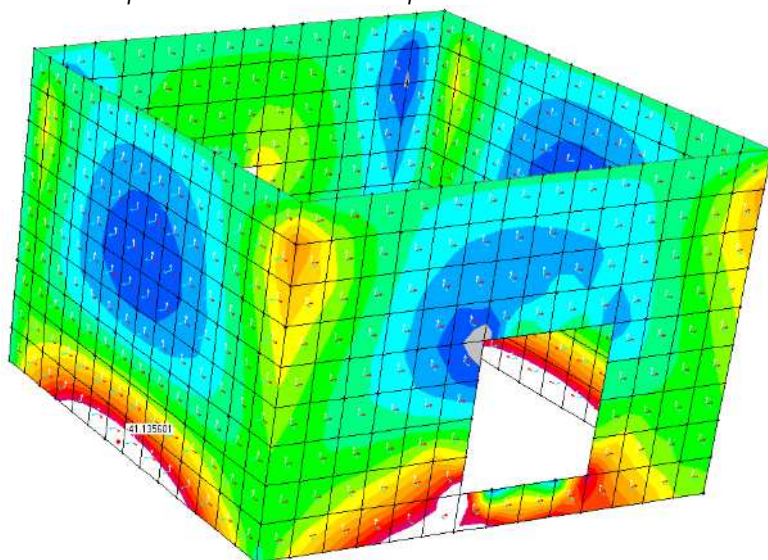
<sup>22</sup> Il Momento resistente indicato in tabella ha come  $A_s$  di riferimento quello legato alle armature di chiamata.



COMB. SLU ponte1 h-1 –  $M_{2-2}$  – Azioni espresse in kNm



COMB. SLU ponte1 h-3 –  $M_{2-2}$  – Azioni espresse in kNm





COMB. SLU ponte1 h-6 –  $M_{2-2}$  – Azioni espresse in kNm



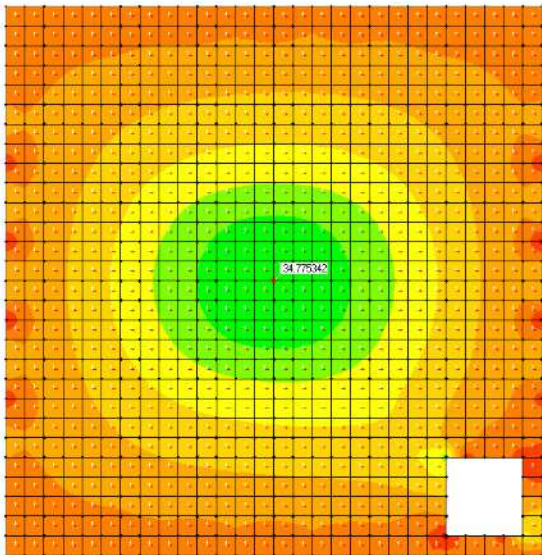
Verifiche SLE

Soletta di copertura

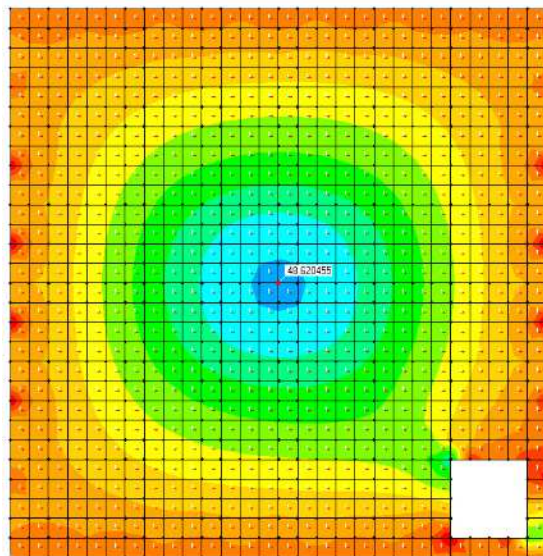
Si riportano qui di seguito le verifiche allo stato limite di esercizio (Sollecitazione e fessurazione).

I momenti riportati in tabella fanno riferimento alla combinazione frequente.

H <sub>terreno</sub>	Spes. Elem.	M agente	s <sub>c</sub> <sup>23</sup>		s <sub>s</sub> <sup>24</sup>		M fessurazione	prima fessurazione	w <sub>k</sub> <sup>25</sup>
	cm	kNm	N/mm <sup>2</sup>		N/mm <sup>2</sup>		kNm		mm
1	30	34.77	4.16	<14.4	190	<360	37.8	0.15	<0.3
3	35	48.62	4.37	<14.4	221	<360	51.45	0.187	<0.3
6	40	69.38	4.4	<14.4	209	<360	67.2	0.19	<0.3



COMB. SLE freq ponte3 h-1 –  $M_{2-2}$  – Azioni espresse in kNm

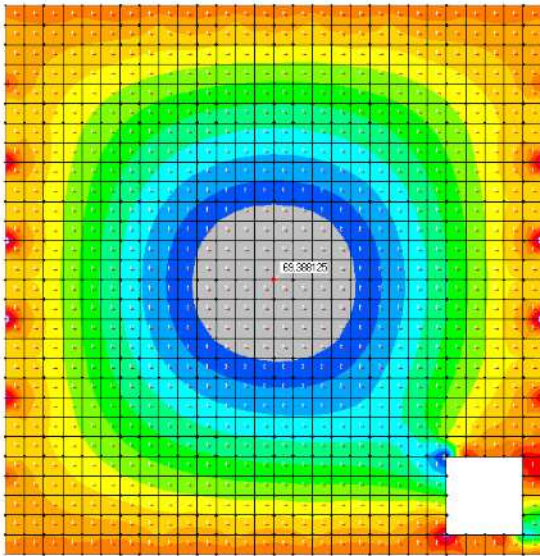


COMB. SLE freq ponte3 h-3 –  $M_{2-2}$  – Azioni espresse in kNm

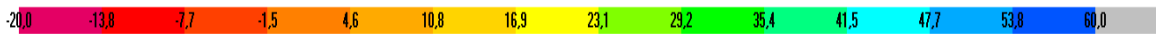
<sup>23</sup> # NTC 4.1.2.2.5.1 – Sollecitazione massima in esercizio –  $0.45 f_{ck}$  (cond. quasi permanente) e  $0.60 f_{ck}$  (cond. rara)

<sup>24</sup> # NTC 4.1.2.2.5.2 – Sollecitazione massima in esercizio –  $0.8 f_{yk}$  (cond. rara)

<sup>25</sup> # NTC 4.1.2.2.4.5 – apertura massima in cond. Frequente  $w_d < w_2 = 0.3\text{mm}$  (armatura poco sensibile – ambiente aggressivo)

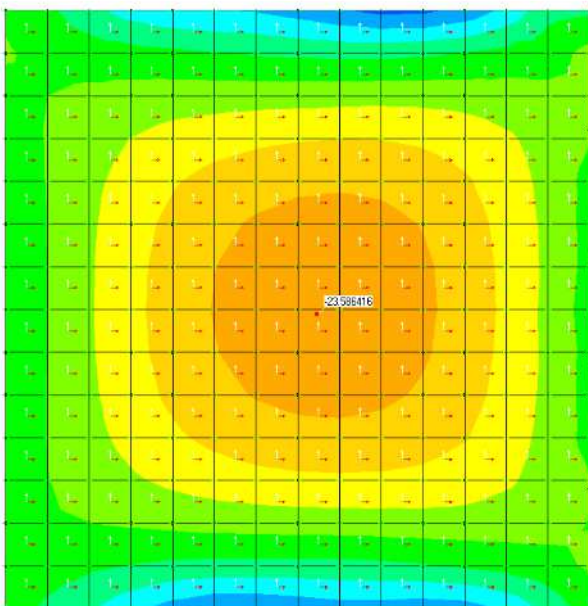


COMB. SLE freq ponte3 h-6 –  $M_{2-2}$  – Azioni espresse in kNm

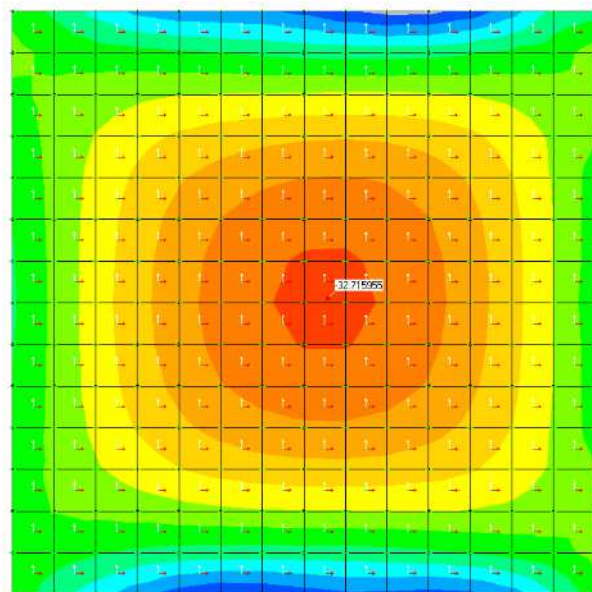


Platea-

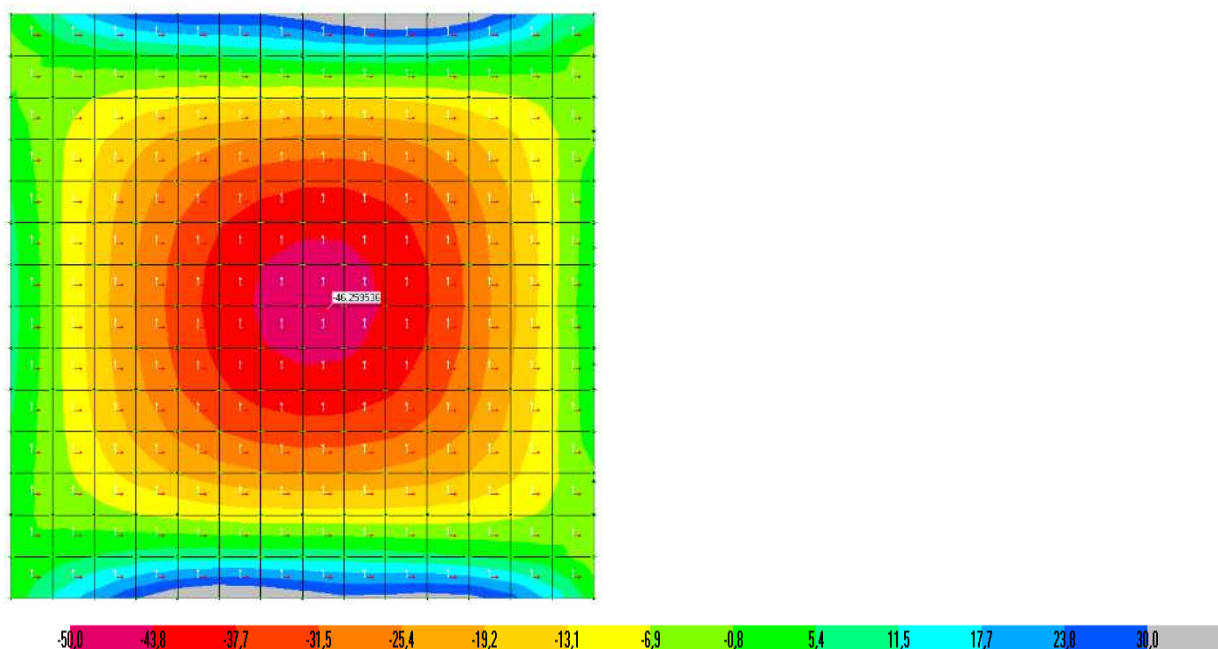
$H_{\text{terreno}}$	Spes. Elem.	M agente	$s_c$	$s_s$		M prima fessurazione	$w_k$		
	cm	kNm	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>		kNm	mm		
1	30	23.58	3.21	<14.4	174	<360	37.8	0.0	<0.3
3	35	32.75	3.35	<14.4	201	<360	51.45	0.0	<0.3
6	40	46.26	3.7	<14.4	242	<360	67.2	0.0	<0.3



COMB. SLE freq ponte1 h-1 –  $M_{2-2}$  – Azioni espresse in kNm

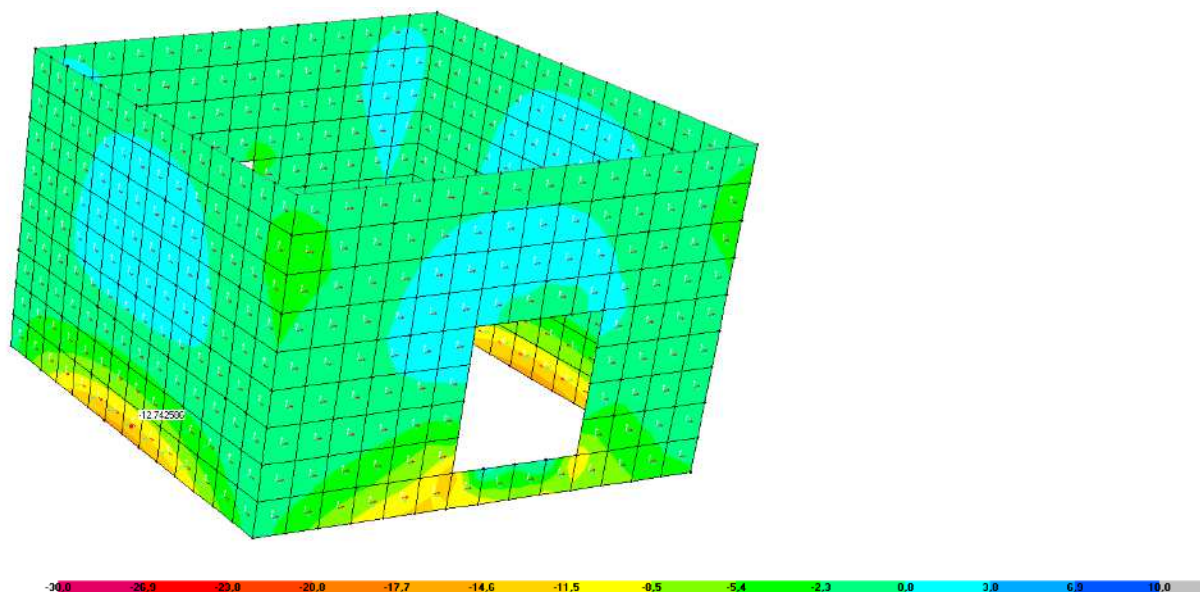


COMB. SLE freq ponte1 h-3 –  $M_{2-2}$  – Azioni espresse in kNm

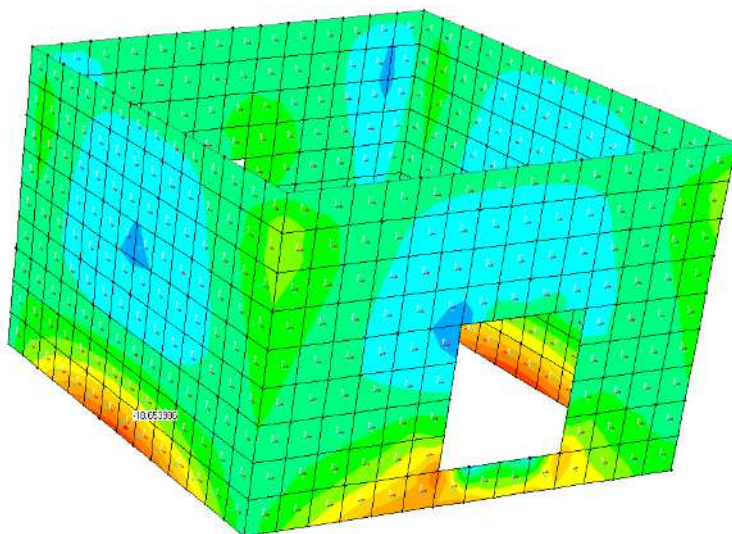
COMB. SLE freq ponte1 h-6 –  $M_{2-2}$  – Azioni espresse in kNm

Pareti perimetrali

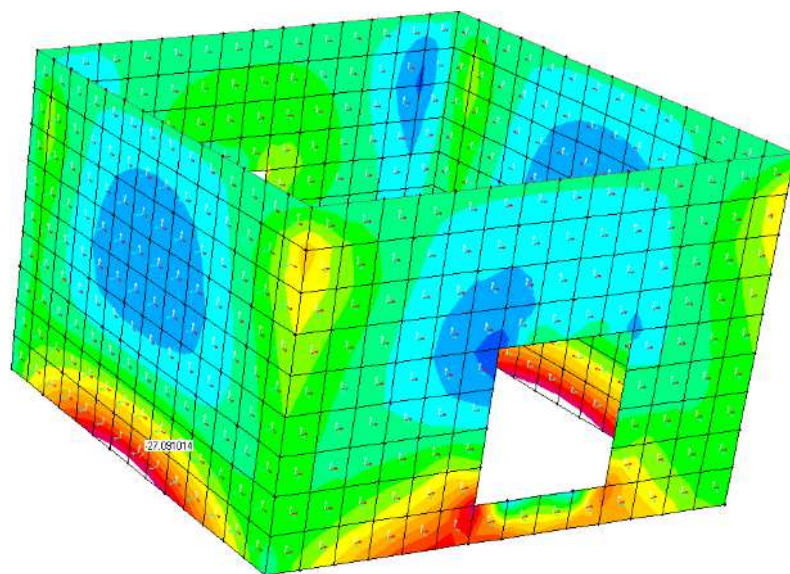
H <sub>terreno</sub>	Spes. Elem.	M agente	s <sub>c</sub>	s <sub>s</sub>		M fessurazione	prima w <sub>k</sub>		
	cm	kNm	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>		kNm	mm		
1	25	12.74	2.48	<14.4	118	<360	26.24	0.0	<0.3
3	25	18.65	3.24	<14.4	130	<360	37.8	0.0	<0.3
6	30	27.09	3.23	<14.4	148	<360	37.8	0.0	<0.3

COMB. SLE freq ponte1 h-1 –  $M_{2-2}$  – Azioni espresse in kNm





COMB. SLE freq ponte1 h-3 –  $M_{2-2}$  – Azioni espresse in kNm



COMB. SLE freq ponte1 h-6 –  $M_{2-2}$  – Azioni espresse in kNm

## **CARICHI APPLICATI**

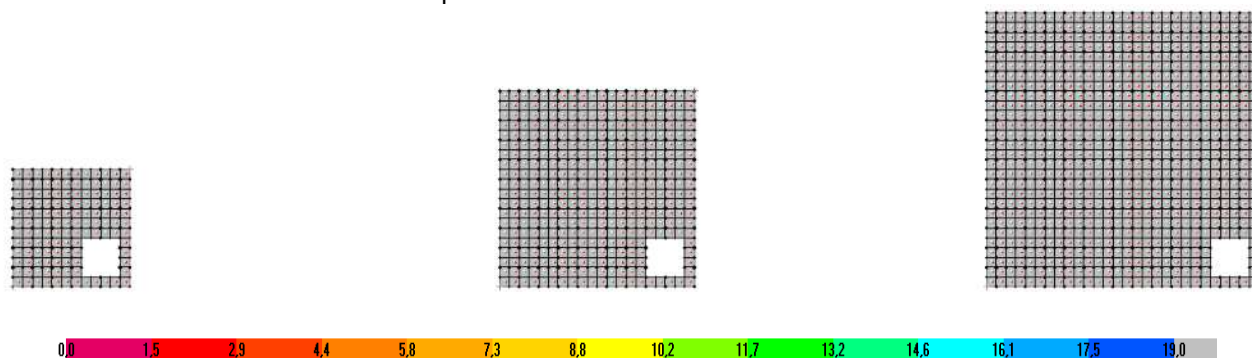
Si riportano qui di seguito i carichi elementari applicati ai vari elementi strutturali, combinati poi secondo normativa vigente.

### *Carichi Verticali*

Terreno

Il carico “terreno sopra soletta” applicato è 20 kN/m<sup>2</sup> moltiplicato rispettivamente per:

- 1 nel caso di fabbricato 1m sotto p.c.;
- 3 nel caso di fabbricato 3m sotto p.c.;
- 6 nel caso di fabbricato 6m sotto p.c..

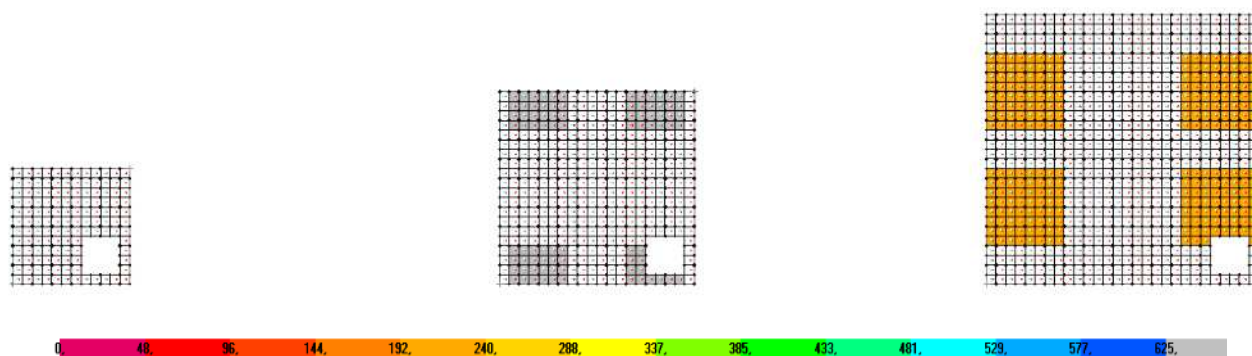


Variabile da traffico

Condizione Ponte 1 – 150 kN ogni ruota, distante 200cm in direzione parallela agli assi e 120cm perpendicolarmente agli assi delle ruote. In questa condizione va sommato un carico accidentale di 9.0 kN/m<sup>2</sup> su tutta la superficie di soletta.

Il carico applicato sul modello è un distribuito con un impronta di 80cm x 80cm per ogni singola ruota.

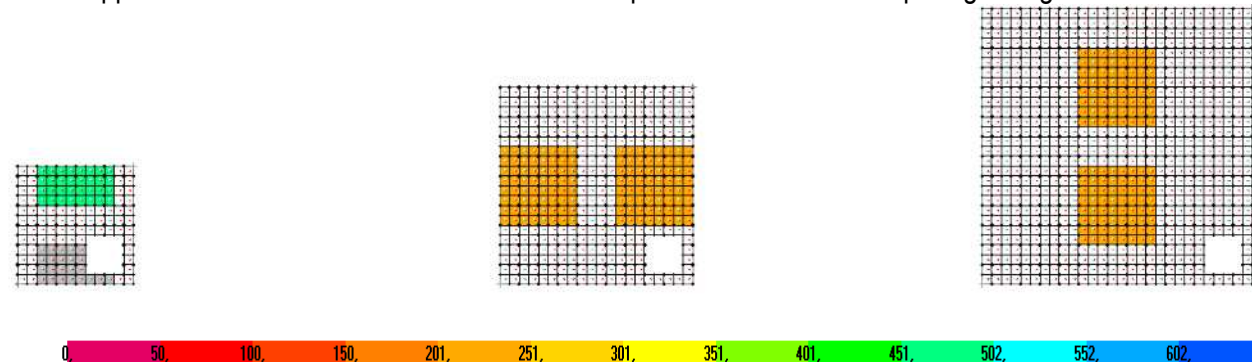
Condizione peggiore in termini di sforzi sul terreno.



Condizione Ponte 2 – 150 kN ogni ruota, distante 200cm in direzione parallela agli assi e 120cm perpendicolarmente agli assi delle ruote. In questa condizione va sommato un carico accidentale di 9.0 kN/m<sup>2</sup> su tutta la superficie di soletta.

Ponendo l'asse in mezzzeria e considerando che la distanza relativa dall'altro asse deve essere di 2m, sulla soletta graverà un solo carico di 150+150 kN.

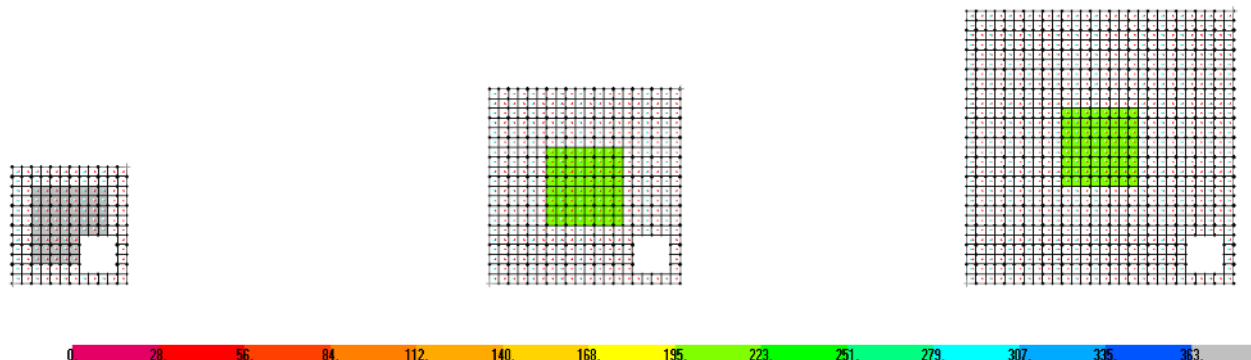
Il carico applicato sul modello è un distribuito con un impronta di 80cm x 80cm per ogni singola ruota.



Condizione Ponte 3 – Un singolo asse di 400 kN (200 kN su ogni ruota – distanza tra gli assi 200cm). A causa delle ridotte dimensioni delle solette la condizione prevede un singolo carico di 200 kN applicato in mezzeria.

Il carico applicato sul modello è un distribuito con un impronta di 80cm x 80cm per ogni singola ruota.

Condizione dimensionante per la soletta.

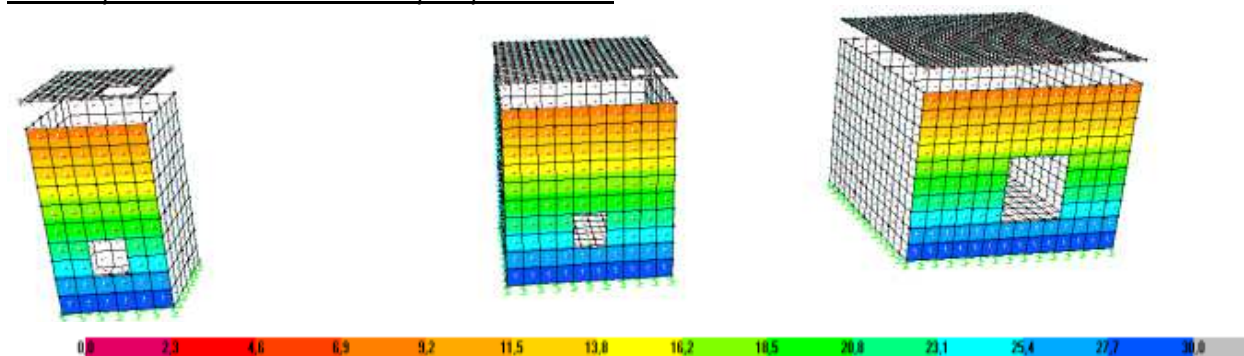


### Carichi Orizzontali

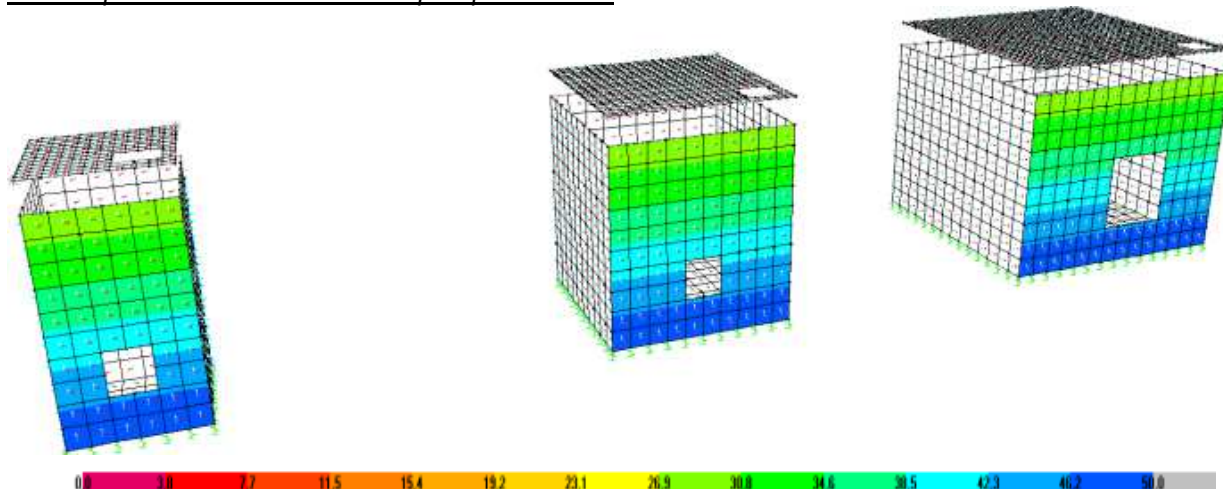
#### Terreno

Si riportano qui di seguito i carichi distribuiti trapezoidali assegnati al fabbricato. Nelle immagini sottostanti sono stati indicati unicamente i carichi applicati su una faccia. In maniera analoga sono stati riportati i carichi sulle restanti facce.

#### Carico spinta orizzontale $h = 1m$ sopra quota soletta

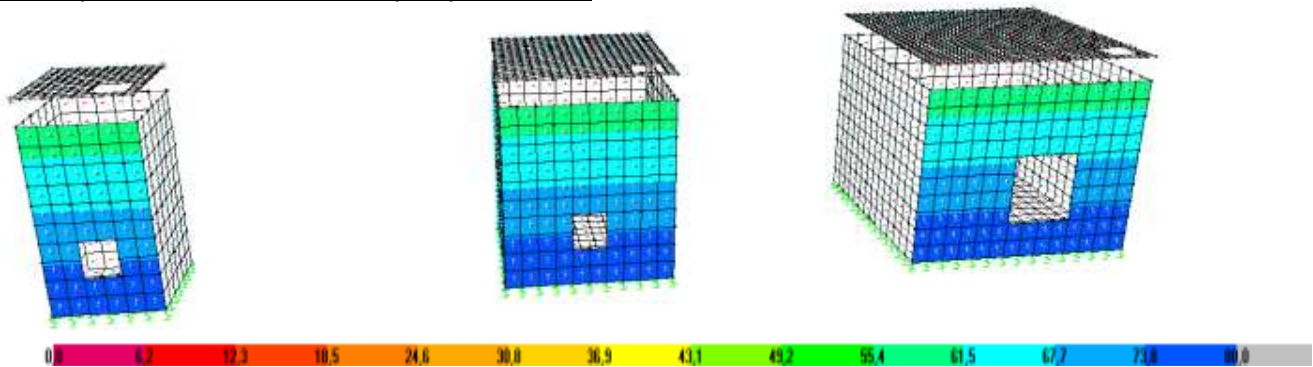


#### Carico spinta orizzontale $h = 1m$ sopra quota soletta





Carico spinta orizzontale  $h = 1\text{m}$  sopra quota soletta



Variabili da traffico

Sono stati assegnati  $20\text{kN/m}^2$  di accidentali, trasformati in spinta orizzontale di  $20\text{ kN/m}^2 \times k_0 = 10\text{ kN/m}^2$ .

