

INDICE

1.	PREMESSA	3
2.	NORME TECNICHE DI RIFERIMENTO	5
2.1	Normativa regionale	5
2.2	Azioni sulle costruzioni	5
2.3	Opere in c.a., c.a.p. e acciaio	5
2.4	Costruzioni in zone sismiche	6
2.5	Terreni, rocce, opere di sostegno e in fondazione	7
2.6	Elaborati tecnici	8
3.	CARATTERISTICHE MECCANICHE DEI MATERIALI	9
3.1	Calcestruzzo	9
3.2	Acciaio da cemento armato normale	10
4.	CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SITO DI COSTRUZIONE	12
4.1	Categorie di sottosuolo	13
4.2	Condizioni topografiche	14
4.3	Localizzazione geografica del sito di costruzione	14
4.4	Spettri di risposta elastici in accelerazione delle componenti orizzontali	15
4.5	Spettri di risposta elastici in accelerazione della componente verticale	17
4.6	Spettri di risposta elastici in accelerazione della componente verticale	18
4.7	Grafici spettri di risposta elastici	18
5.	DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI DI PROGETTO	21
6.	MODELLAZIONE E ANALISI STRUTTURALE	23
7.	MODELLO DI CALCOLO POZZETTI	24
7.1	Modello delle azioni	24
7.1.1	Peso proprio elementi strutturali (PERM STRU)	24
7.1.2	Sovraccarichi permanenti non strutturali (TERRENO)	24
7.1.3	Carichi variabili (ACC)	24
7.1.4	Combinazioni di calcolo	25
7.2	Modello Geometrico	26
7.2.1	Geometria	26
7.2.2	Vincoli	26
8.	CARATTERIZZAZIONE DINAMICA	27
8.1	Vita nominale	27
8.2	Classi d'uso	27
8.3	Periodo di riferimento per l'azione sismica	28

8.4	Periodo di ritorno per l'azione sismica.....	28
8.5	Definizione della categoria di appartenenza per le azioni	29
8.6	Regolarità della costruzione	30
8.7	Fattore di struttura	31
8.8	Spettri di progetto per gli Stati Limite Ultimi	32
8.9	Spettri di progetto per gli Stati Limite di Esercizio	32
8.10	Tipologia di analisi	33
9.	VERIFICHE STRUTTURALI.....	34
9.1	Risultati.....	34
9.1.1	Rappresentazione grafica delle sollecitazioni agenti sul Pozzetto di Sollevamento.....	34
9.1.2	Rappresentazione grafica delle sollecitazioni agenti sul Pozzetto Partitore Tipo 40	
9.1.3	Verifiche Pozzetto di Sollevamento agli SLU	46
9.1.4	Verifiche Pozzetto Partitore Tipo agli SLU	48
9.1.5	Verifiche Pozzetto di Sollevamento agli SLE.....	50
9.1.6	Verifiche Pozzetto Partitore Tipo agli SLE.....	53
10.	CONCLUSIONI.....	56

1. PREMESSA

La presente *relazione di calcolo* si riferisce alle strutture previste nell'ambito delle opere costituenti il “Grande Progetto Riqualificazione urbana dell'area portuale di Napoli est” con riferimento particolare agli interventi di rifunzionalizzazione del sistema di raccolta delle acque di piattaforma e degli impianti fognari.

In particolare il progetto riguarda la riqualificazione dei seguenti assi viari per una lunghezza complessiva di circa 4.0 km:

- **Via Galileo Ferraris**, nel tratto compreso tra Via Galileo Ferraris e Via Taddeo Sessa;
- **Via Brece a Sant'Erasmus**;
- **Via Emanuele Gianturco**, nel tratto compreso tra Via Galileo Ferraris e Via Taddeo da Sessa;
- **Via Nuova delle Brece**, nel tratto a est di Via delle Industrie.

Nello specifico si analizzano le strutture costituenti il “*pozzetto di sollevamento*” in cls gettato in opera completamente interrato per l'alloggiamento di tre pompe centrifughe e il “*pozzetto partitore tipo*” per la gestione e separazione delle portate fecali e di pioggia.

Le due strutture in questione sono state dimensionate in base ai carichi statici (peso proprio e spinte del terreno) e dinamici accidentali (traffico veicolare e azioni sismiche).

Nel seguito della relazione si riportano dapprima le normative di riferimento in base alle quali sono state condotte l'analisi e le verifiche, le caratteristiche dei materiali previsti, una breve descrizione delle opere anzidette e l'analisi dei carichi gravanti sulle stesse. Inoltre si descrivono le caratteristiche dinamiche del sito e conseguentemente si determina l'azione sismica agente attraverso l'individuazione degli spettri elastici e di quelli derivanti di progetto.

Infine, si espongono i criteri e le ipotesi poste alla base dei calcoli, eseguiti con un software di analisi strutturale.

La Modellazione Numerica delle strutture, la rielaborazione dei risultati dell'analisi agli Elementi Finiti, la progettazione - verifica degli elementi strutturali sono state condotte utilizzando il programma CMP realizzato dalla Cooperativa Architetti e Ingegneri Progettazione di Reggio Emilia. Il solutore ad elementi finiti utilizzato è XFINEST della Ce.A.S. di Milano.

Il menzionato progetto è stato redatto nel rispetto del *D.M. 14 gennaio 2008 “Nuove norme tecniche per le costruzioni”* e della *Circolare 2 febbraio 2009, n.617 “Istruzioni per l'applicazione delle Norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2008”* oltre al *D.M. 4 Maggio 1990 “Aggiornamento delle norme tecniche per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo dei ponti stradali”* per la caratterizzazione delle azioni dovute al transito veicolare.

Alla presente relazione, infine, sono allegate le tavole strutturali di progetto, alle quali si rimanda per una descrizione più completa e dettagliata delle opere previste.

2. NORME TECNICHE DI RIFERIMENTO

2.1 Normativa regionale

- ***Deliberazione 7 novembre 2002, n.5447*** Aggiornamento della classificazione sismica dei Comuni della Regione Campania.
- ***Deliberazione 28 ottobre 2006, n.1701*** Linee guida finalizzate alla mitigazione del rischio sismico.

2.2 Azioni sulle costruzioni

- ***D.M. LL.PP. 12 febbraio 1982*** Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni, dei carichi e sovraccarichi.
- ***C. Min. LL.PP. 24 maggio 1982, n.22631*** Istruzioni relative ai carichi, ai sovraccarichi ed ai criteri per la verifica della sicurezza delle costruzioni.
- ***D.M. LL.PP. 16 gennaio 1996*** Norme tecniche relative ai “Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi”.
- ***C. Min. LL.PP. 4 luglio 1996, n.156 AA.GG./STC.*** 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 DM 16/01/996.
- ***D.M. 14 gennaio 2008*** Nuove norme tecniche per le costruzioni.
- ***Circolare 2 febbraio 2009, n.617*** Istruzioni per l’applicazione delle “Norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 14 gennaio 2008;
- ***D.M. 4 Maggio 1990*** Aggiornamento delle norme tecniche per la progettazione, l’esecuzione e il collaudo dei ponti stradali.

2.3 Opere in c.a., c.a.p. e acciaio

- ***L. 5 novembre 1971, n.1086*** Norme per la disciplina delle opere di conglomerato c.a., normale e precompresso ed a struttura metallica.
- ***C. Min. LL.PP. 14 febbraio 1974, n.11951*** Istruzioni relative alle norme tecniche per l’esecuzione delle opere di conglomerato cementizio armato normale e

precompresso e per le strutture metalliche, di cui alla Legge 05/11/1971, n.1086.

- **CNR 10011/86** *Costruzioni di acciaio – Istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione.*
- **D.M. LL.PP. 3 dicembre 1987** *Norme tecniche per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle costruzioni prefabbricate.*
- **D.M. LL.PP. 14 febbraio 1992** *Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche.*
- **C. Min. LL.PP. 24 giugno 1993, n.37406/STC** *Istruzioni relative alle norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche, di cui al D.M. 14/02/1992.*
- **D.M. LL.PP. 9 gennaio 1996** *Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche.*
- **C. Min. LL.PP. 15 ottobre 1996, n.252/STC** *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. 9 gennaio 1996.*
- **CNR 10016/2000** *Strutture composte di acciaio e calcestruzzo istruzioni per l'impiego nelle costruzioni.*
- **D.M. 14 gennaio 2008** *Nuove norme tecniche per le costruzioni.*
- **Circolare 2 febbraio 2009, n.617** *Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008.*

2.4 Costruzioni in zone sismiche

- **L. 2 febbraio 1974, n.64** *Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.*
- **D.M. LL.PP. 24 gennaio 1986** *Norme tecniche relative alle costruzioni sismiche.*
- **C. Min. LL.PP. 19 luglio 1986, n.27690** *Istruzioni relative alla normativa tecnica per le costruzioni in zona sismica, di cui al D.M. 24/01/1986.*

- **D.M. LL.PP. 16 gennaio 1996** Norme tecniche relative alle costruzioni in zona sismica.
- **C. Min. LL.PP. 10 aprile 1997, n.65/STC** Istruzioni relative alla normativa tecnica per le costruzioni in zona sismica, di cui al D.M. 16/01/1996.
- **O.P.C.M. 20 marzo 2003, n.3274 e succ.3379,3431** Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica.
- **D.M. 14 settembre 2005** Norme tecniche per le costruzioni.
- **D.M. 14 gennaio 2008** Nuove norme tecniche per le costruzioni.
- **Circolare 2 febbraio 2009, n.617** Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008;
- **D.M. 4 Maggio 1990** Aggiornamento delle norme tecniche per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo dei ponti stradali.

2.5 Terreni, rocce, opere di sostegno e in fondazione

- **D.M. LL.PP. 11 marzo 1988** 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.
- **C. Min. LL.PP. 24 settembre 1988, n.30483** Ministero LL.PP. Legge 02/02/1974, n.64 art.1 – D.M. LL. PP. 11/03/1988 – 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. 14 gennaio 2008** Nuove norme tecniche per le costruzioni.
- **Circolare 2 febbraio 2009, n.617** Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008.

2.6 Elaborati tecnici

- ***CNR 10024 06 ottobre 1986, n.160 Analisi delle strutture mediante elaboratore.***
- ***UNI 936/1986 Disegni tecnici – Formati e disposizioni degli elementi grafici.***
- ***UNI 938/1981 Disegni tecnici – Piegatura dei fogli.***

3. CARATTERISTICHE MECCANICHE DEI MATERIALI

Di seguito si riportano le caratteristiche dei materiali da utilizzare.

3.1 Calcestruzzo

Il calcestruzzo da impiegare per la realizzazione delle opere in cemento armato sarà del tipo:

- Classe di resistenza: *C 25/30 (Rck 300)*;
- Classe di esposizione: *XC2* (bagnato, raramente asciutto);
- Rapporto acqua / cemento (*a/c*): *0,60*;
- Contenuto minimo di cemento: *280 daN/m³*;
- Classe di consistenza: *S4*;
- Diametro massimo inerti: *20 mm*;
- Copriferro: *40 mm*.

L'impasto costituente il calcestruzzo, che si andrà ad impiegare per la realizzazione dei nuovi elementi strutturali, vedrà l'utilizzo di inerti naturali o di frantumazione, costituiti da elementi non gelivi e non friabili, privi di sostanze organiche, limose ed argillose, di gesso ecc., in proporzioni nocive all'indurimento del conglomerato od alla conservazione delle armature.

La ghiaia o il pietrisco avranno dimensioni massime commisurate alle caratteristiche geometriche della carpenteria del getto ed all'ingombro delle armature. L'acqua per gli impasti sarà limpida, priva di sali (particolarmente solfati e cloruri) in percentuali dannose e non aggressiva. Il quantitativo d'acqua sarà il minimo necessario a consentire una buona lavorabilità del conglomerato tenendo conto anche dell'acqua contenuta negli inerti. Il rapporto massimo acqua/cemento dovrà essere pari a *0.50*. Il contenuto minimo di cemento dovrà essere di *340 daN/m³*; ed il diametro massimo degli aggregati dovrà essere pari a *20 mm*. La classe di consistenza del calcestruzzo dovrà essere tipo *S3*.

La resistenza di calcolo a compressione f_{cd} del calcestruzzo risulta pari al rapporto tra la resistenza caratteristica cilindrica a compressione f_{ck} del conglomerato cementizio a 28 giorni, moltiplicata per il coefficiente riduttivo α_{cc} , ed un coefficiente γ_c :

$$f_{cd} = \frac{0.85 \cdot f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{0.85 \cdot 250}{1.5} = 141.66 \text{ daNcm}^{-2}$$

Invece, le tensioni di compressione del calcestruzzo di riferimento nelle verifiche agli stati limite di esercizio sono state stimate, in funzione della combinazione di carico, nel modo

seguinte:

$$\bar{\sigma}_c = 0.60 \cdot f_{ck} = 150 \text{ daNcm}^{-2} \text{ combinazione caratteristica (rara)}$$

$$\bar{\sigma}_c = 0.45 \cdot f_{ck} = 112.5 \text{ daNcm}^{-2} \text{ combinazione quasi permanente}$$

Infine, la resistenza caratteristica a trazione, f_{ctk} , è stata ottenuta dalla formula seguente:

$$f_{ctm} = 0.3 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2} = 11.90 \text{ daNcm}^{-2}$$

$$f_{ctk} = 0.70 \cdot f_{ctm} = 8.33 \text{ daNcm}^{-2}$$

dove:

- γ_c è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al conglomerato cementizio e vale 1.5 ;
- f_{ctm} è la resistenza media a trazione semplice (assiale) del conglomerato.

La resistenza a trazione del calcestruzzo di calcolo è pari:

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{\gamma_c} = 5.55 \text{ daNcm}^{-2}$$

3.2 Acciaio da cemento armato normale

L'acciaio per cemento armato normale, adottato nella realizzazione delle nuove armature, è del tipo *B450C* ed appartenente al gruppo delle *armature poco sensibili*.

Per esso si è assunto un legame tensioni-deformazioni (legame costitutivo) schematizzabile con una bilatera avente una tensione di snervamento di calcolo f_{yd} pari al rapporto tra la tensione caratteristica di snervamento f_{yk} ed un coefficiente γ_s :

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{4500}{1.15} = 3913 \text{ daN/cm}^2$$

La resistenza tangenziale di aderenza di calcolo f_{bd} è stata assunta pari a:

$$f_{bd} = \frac{f_{bk}}{\gamma_c} = \frac{34.81}{1.5} = 23.2 \text{ daN/cm}^2$$

in cui $\gamma_c = 1.5$ mentre $f_{bk} = 2.25 \cdot 1.0 \cdot 15.47 = 34.81 \text{ daN/cm}^2$ per barre di diametro $\phi \leq 32 \text{ mm}$.

Nell'ambito delle verifiche allo stato limite di esercizio la massima tensione di trazione sotto la combinazione di carichi caratteristica (rara) non deve superare il valore di $0.80 f_{yk} = 3600 \text{ daN/cm}^2$.

Le armature non saranno poste in opera eccessivamente ossidate, corrose, recanti difetti superficiali, che ne menomino la resistenza, o ricoperte da sostanze che possano ridurne sensibilmente l'aderenza al conglomerato.

4. CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SITO DI COSTRUZIONE

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite, si definiscono in base alla “*pericolosità sismica*” descritta come la probabilità che, in un fissato periodo di tempo, in detto sito si verifichi un evento sismico di entità almeno pari ad un valore prefissato. Tale intervallo temporale viene denominato nella normativa vigente (NTC 2008) “*periodo di riferimento*” V_R mentre la “*probabilità di eccedenza o di superamento nel periodo V_R* ” viene indicata con P_{VR} .

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima “ a_g ” in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie orizzontale (di categoria A), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} nel periodo di riferimento V_R .

Ai sensi della normativa vigente le forme spettrali per ciascuna probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} si definiscono in funzione dei seguenti parametri:

- a_g = accelerazione massima orizzontale al sito;
- F_0 = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T_C^* = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Stati Limite		P_{VR} : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

Probabilità di superamento P_{VR} al variare dello stato limite considerato

4.1 Categorie di sottosuolo

La definizione del sottosuolo è importante ai fini dell'individuazione delle effettive azioni che sollecitano la struttura in quanto le azioni sollecitanti superficiali risultano diverse da quelle attese su sito rigido con superficie orizzontale.

Le azioni sismiche sollecitanti, infatti, risultano funzione di:

- *effetti stratigrafici* legati alla successione stratigrafica e alle proprietà meccaniche dei terreni interessati dalle fondazioni oltre alla geometria di contatto tra gli strati di terreno;
- *effetti topografici* legati alla configurazione topografica del piano di campagna.

Entrambi contribuiscono a definire la cosiddetta “*risposta sismica locale*”, ovvero l'azione sismica da considerare in superficie, modificata in ampiezza, durata e contenuto in frequenza rispetto a quella di base calcolata su sito rigido.

Nello specifico, come indicato nella *Relazione Geologico – Tecnica* allegata al progetto preliminare a base di gara, la velocità $V_{s,30}$ (media pesata delle velocità delle onde S negli strati fino a 30 metri di profondità) individuata attraverso indagini del tipo MASW, pari a **361 m/s**; pertanto può asserirsi che **la categoria di sottosuolo è del tipo B** ($360 < V_{s,30} < 800$ m/s).

Categoria	Descrizione
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.</i>
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).</i>
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).</i>
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SPT,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).</i>
E	<i>Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m, posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).</i>

Categorie di sottosuolo

4.2 Condizioni topografiche

La normativa definisce 4 categorie, da T1 a T4, in funzione della morfologia della zona. La struttura in esame è collocabile in prima categoria (**T1**), ovvero con inclinazione media minore di 15° .

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

Categorie topografiche

4.3 Localizzazione geografica del sito di costruzione

Con le Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 14 gennaio 2008) sono state soppiantate le zone sismiche in favore di un reticolo di punti che caratterizzi puntualmente e con maggiore dettaglio il territorio italiano. Il primo passo per individuare l'azione sismica consiste dunque nella localizzazione geografica del sito.

In questo caso si ha:

- sito: **Napoli**;
- longitudine: **14.2892**;
- latitudine: **40.8497**.

In funzione del sito e dello Stato Limite considerato si ricavano i seguenti coefficienti:

- $\mathbf{a_g/g_{SLO}} = 0.045$;
- $\mathbf{a_g/g_{SLD}} = 0.060$;
- $\mathbf{a_g/g_{SLV}} = 0.168$;
- $\mathbf{a_g/g_{SLC}} = 0.214$.

dove $\mathbf{a_g/g}$ è l'accelerazione orizzontale massima su sito di riferimento divisa per l'accelerazione di gravità.

- $\mathbf{T_{C,SLO}^*} = 0.284 \text{ sec.}$;
- $\mathbf{T_{C,SLD}^*} = 0.312 \text{ sec.}$;
- $\mathbf{T_{C,SLV}^*} = 0.339 \text{ sec.}$;
- $\mathbf{T_{C,SLC}^*} = 0.342 \text{ sec.}$

dove T_C^* è il periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

4.4 Spettri di risposta elastici in accelerazione delle componenti orizzontali

Lo spettro di risposta elastico della componente orizzontale è definito dalle espressioni seguenti:

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

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

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

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

dove

- T = periodo proprio di vibrazione;
- S_e = accelerazione spettrale orizzontale;
- S = coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la seguente:

$$S = S_S \cdot S_T$$

essendo S_S e S_T rispettivamente il coefficiente di amplificazione stratigrafica e il coefficiente di amplificazione topografica.

S_S , è ovviamente funzione della categoria del sottosuolo; la relazione da applicare per questo specifico caso è la seguente:

$$C \Rightarrow S_S = 1.00 \leq 1.70 - 0.60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1.80$$

Si hanno quindi i seguenti valori del coefficiente di amplificazione stratigrafica:

- $S_{S, SLO} = 1.500$;
- $S_{S, SLD} = 1.500$;
- $S_{S, SLV} = 1.460$;
- $S_{S, SLC} = 1.386$.

Il secondo coefficiente, S_T , è funzione della categoria topografica. Nel caso in esame vale:

$S_T = 1.0$ (Categoria T1)

Da cui si ricava infine:

- $S_{SLO} = 1.500$;
- $S_{SLD} = 1.500$;
- $S_{SLV} = 1.460$;
- $S_{SLC} = 1.386$.

η = fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali ξ diversi dal 5 %, mediante la relazione:

$$\eta = \sqrt{15 / (5 + 5)} = 1.00$$

dove ξ (espresso in percentuale) è valutato sulla base di materiali, tipologia strutturale e terreno di fondazione;

F_0 = fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale. Nel caso specifico vale:

- $F_{0, SLO} = 2.340$;
- $F_{0, SLD} = 2.336$;
- $F_{0, SLV} = 2.376$;
- $F_{0, SLC} = 2.445$.

T_C = periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro dato da:

$$T_C = C_C \cdot T_C^*$$

La relazione da applicare in questo caso è la seguente:

$$C \Rightarrow C_C = 1.05 \cdot (T_C^*)^{-0.33}$$

Si ottengono così i valori in funzione dello Stato Limite considerato:

- $C_{C, SLO} = 1.590$;
- $C_{C, SLD} = 1.542$;
- $C_{C, SLV} = 1.501$;
- $C_{C, SLC} = 1.496$.

Si individuano i valori seguenti:

- $T_{C, SLO} = 0.452$;
- $T_{C, SLD} = 0.481$;

- $T_{C,SLV} = 0.508$;
- $T_{C,SLC} = 0.512$.

T_B = periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante dato da
: $T_B = T_C/3$.

Si individuano i valori seguenti:

- $T_{B,SLO} = 0.151$;
- $T_{B,SLD} = 0.160$;
- $T_{B,SLV} = 0.169$;
- $T_{B,SLC} = 0.171$.

T_D = periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante espresso in secondi mediante la seguente:

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

- $T_{D,SLO} = 1.781$;
- $T_{D,SLD} = 1.840$;
- $T_{D,SLV} = 2.274$;
- $T_{D,SLC} = 2.456$.

4.5 Spettri di risposta elastici in accelerazione della componente verticale

Per la definizione degli spettri in accelerazione della componente verticale è necessario anzitutto definire il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima verticale; la relazione da impiegare è la seguente:

$$F_V = 1.35 \cdot F_0 \cdot \left(\frac{a_g}{g} \right)^{0.5}$$

Sia per F_0 che per a_g/g sono validi i valori ricavati per la definizione degli spettri per le componenti orizzontali.

Gli altri valori necessaria alla definizione degli spettri sono i seguenti:

- $S_S = 1.0$;
- $T_B = 0.05$;
- $T_C = 0.15$;
- $T_D = 1.00$.

4.6 Spettri di risposta elastici in accelerazione della componente verticale

Per la definizione degli spettri in accelerazione della componente verticale è necessario anzitutto definire il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima verticale; la relazione da impiegare è la seguente:

$$F_V = 1.35 \cdot F_0 \cdot \left(\frac{a_g}{g} \right)^{0.5}$$

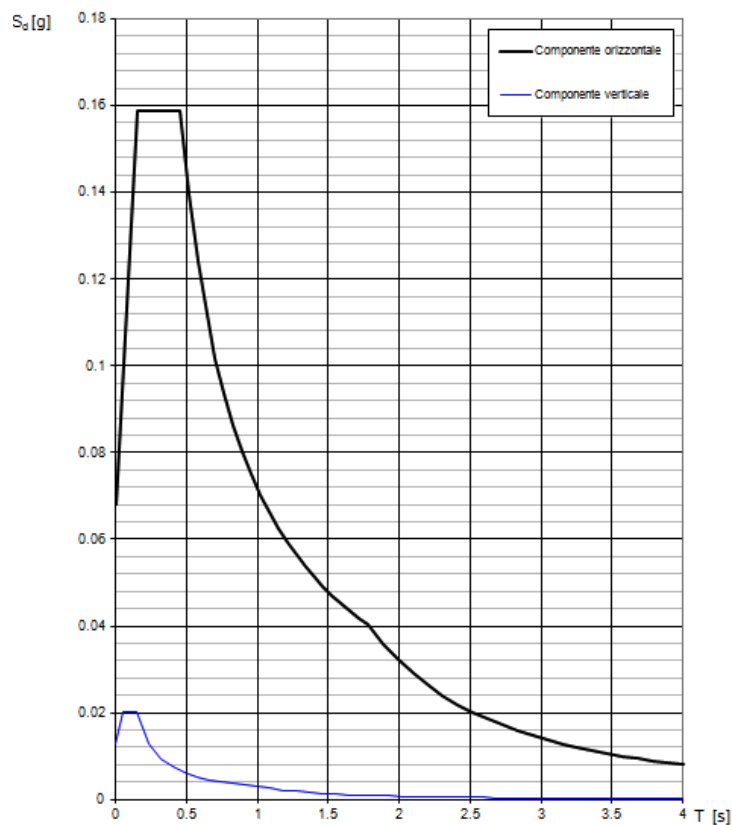
Sia per F_0 che per a_g/g sono validi i valori ricavati per la definizione degli spettri per le componenti orizzontali.

Gli altri valori necessaria alla definizione degli spettri sono i seguenti:

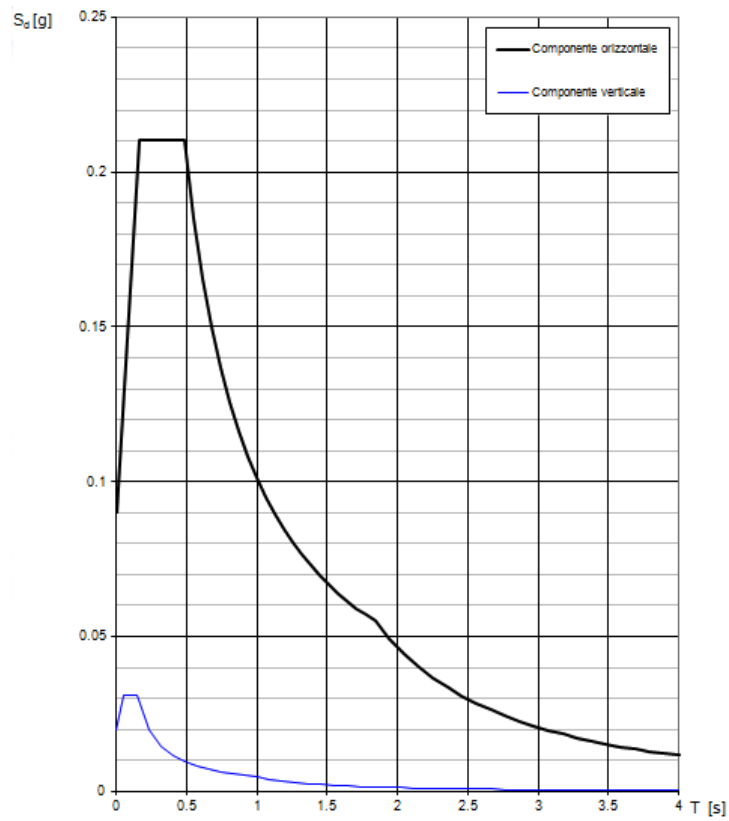
- $S_S = 1.0$;
- $T_B = 0.05$;
- $T_C = 0.15$;
- $T_D = 1.00$.

4.7 Grafici spettri di risposta elastici

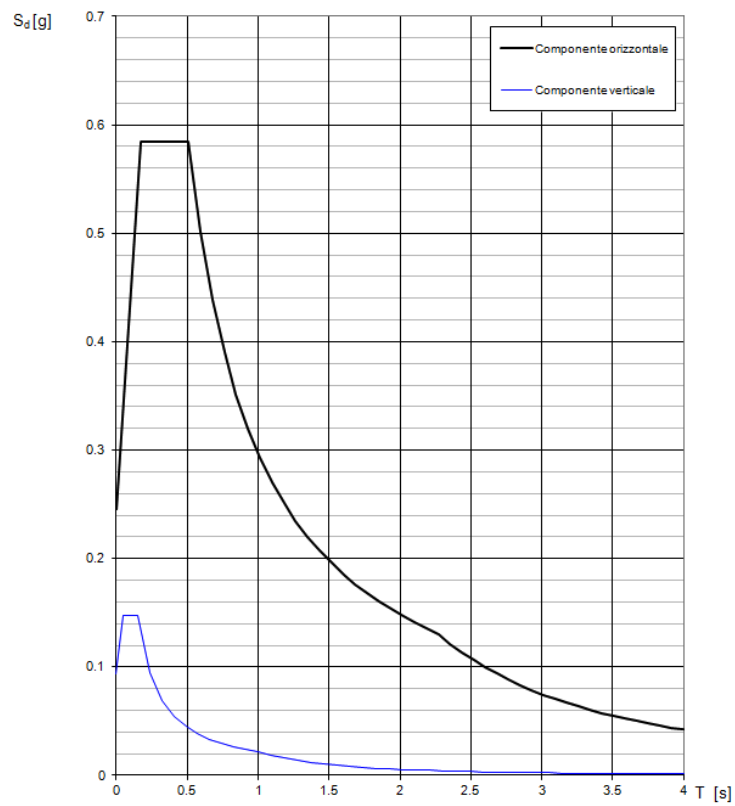
Si riportano di seguito i grafici degli spettri ottenuti per ogni Stato Limite.



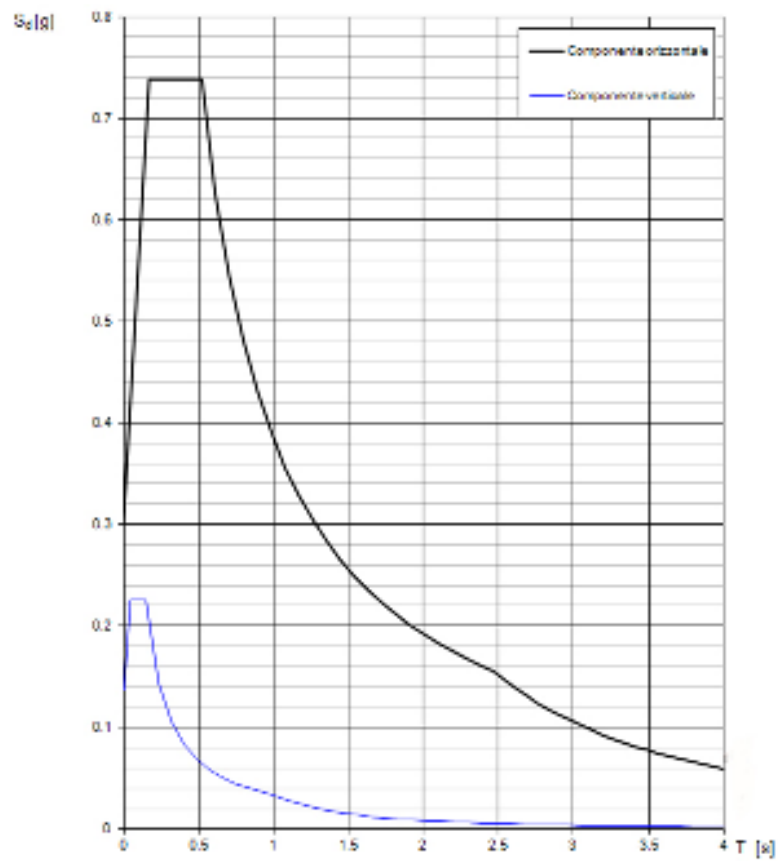
Spettro di risposta elastico allo SLO



Spettro di risposta elastico allo SLD



Spettro di risposta elastico allo SLV



Spettro di risposta elastico allo SLC

5. DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI DI PROGETTO

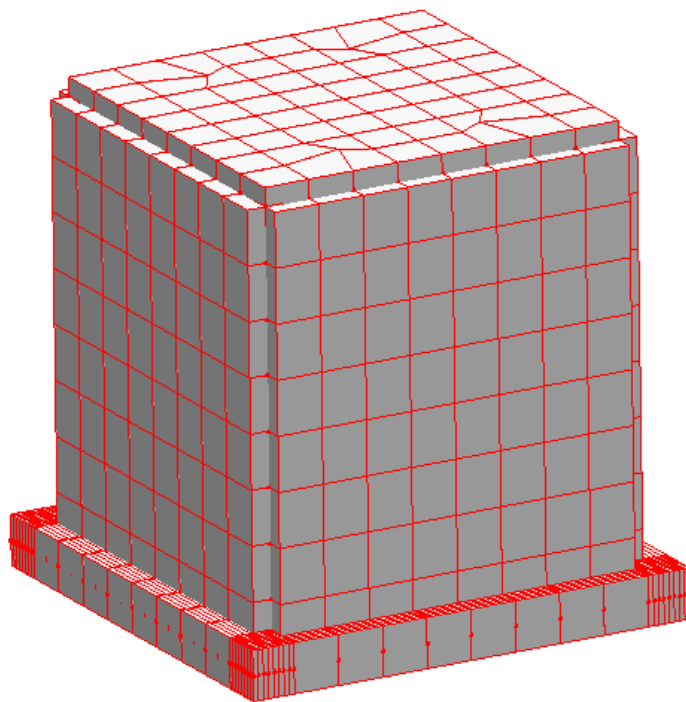
L'intervento di riqualificazione delle sede stradali in questione, nell'ambito specifico della rifunzionalizzazione del sistema fognario, contempla le seguenti opere strutturali:

- Pozzetto di Sollevamento;
- Pozzetto Partitore Tipo.

a) Pozzetto di Sollevamento

Tale opera prevede la realizzazione di un pozzetto di sollevamento a pianta quadrata di lato pari a 3.60 m ed altezza pari a 4.30 m realizzato in c.a. interamente gettato in opera. La struttura del pozzetto è costituita da pareti perimetrali di spessore pari a 30 cm e soletta di copertura di pari spessore. Su quest'ultima è presente opportuna foratura di dimensioni quadrate con lato 60 cm per il posizionamento del chiusino tale da consentire l'accesso per le operazioni manutentive e i controlli priodici.

La platea di fondazione presenta pianta quadrata di lato pari a 4.0 m e altezza pari a 40 cm. con piano di posa, considerando un magrone di sottofondazione di spessore pari a circa 15 cm, situato mediamente a circa 5.10 m al di sotto del piano stradale.



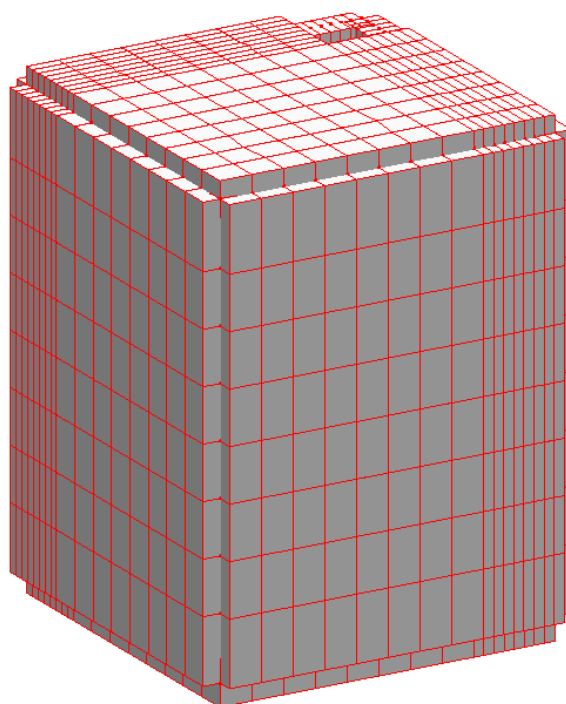
Modello strutturale pozzetto di sollevamento

b) Pozzetto Partitore tipo

La struttura analizzata realizzata in c.a.interamente gettata in opera presenta, invece, pianta quadrata di lato pari a 3 m ed altezza variabile tra 2.50 e 3.00 m. La stessa è costituita da pareti perimetrali di spessore pari a 30 cm e soletta di copertura di pari spessore mentre la platea di fondazione presenta altezza pari a 40 cm. Il piano di posa della fondazione, considerando un magrone di sottofondazione pari a circa 15 cm, è situato a profondità mediamente variabile tra 3.25 e 3.75 m. al di sotto del piano stradale.

Sulla soletta di copertura è presente opportuna foratura di dimensioni quadrate con lato 60 cm per il posizionamento del chiusino di accesso.

Nel seguito, a vantaggio di sicurezza, le operazioni di calcolo e verifica saranno effettuate su un modello strutturale avente le dimensioni (altezza e profondità di posa fondazione) massime tra quelle precedentemente descritte.



Modello strutturale pozzetto partitore

6. MODELLAZIONE E ANALISI STRUTTURALE

La Modellazione Numerica, la rielaborazione dei risultati dell'analisi agli Elementi Finiti, la progettazione – verifica degli elementi strutturali sono state condotte utilizzando il programma CMP realizzato dalla Cooperativa Architetti e Ingegneri Progettazione di Reggio Emilia. Il solutore ad elementi finiti utilizzato è XFINEST della Ce.A.S. di Milano.

I modelli realizzati ed analizzati sono conformi alle indicazioni contenute nella normativa vigente e ogni elemento strutturale risulta verificato secondo la stessa.

7. MODELLO DI CALCOLO POZZETTI

Di seguito si descrivono le diverse caratteristiche che connotano il modello numerico analizzato.

7.1 Modello delle azioni

7.1.1 *Peso proprio elementi strutturali (PERM STRU)*

Il peso proprio degli elementi strutturali viene valutato automaticamente dal software di calcolo agli elementi finiti utilizzato.

7.1.2 *Sovraccarichi permanenti non strutturali (TERRENO)*

Il terreno presente ai lati delle pareti verticali del pozzetto esercita un'azione di spinta che in assenza di falda si determina attraverso la seguente espressione:

$$\sigma = K_0 \cdot \gamma' \cdot z$$

dove

- K_0 coefficiente di spinta attiva pari a $1 - \tan^2 \varphi$;
- γ' è il peso specifico del terreno efficace;
- z è la profondità della parete su cui si valuta la spinta
- φ è l'angolo d'attrito del terreno efficace.

La spinta del terreno lungo la parete varia quindi con legge lineare con il valore massimo alla base della parete pari nel caso specifico a:

$$\sigma = 4845 \text{ daNm}^{-2}$$

7.1.3 *Carichi variabili (ACC)*

I carichi accidentali sono costituiti dall'azione variabile del traffico veicolare.

In riferimento al capitolo 5 del D.M. 14/01/2008 par. 5.1.3.3.3, le azioni variabili del traffico per le verifiche di tipo locale e globale, comprensive degli effetti dinamici, sono definite da sei di schemi di carico.

A vantaggio di sicurezza si è scelto lo **schema di carico 1 (Corsia 2)** in quanto risulta essere il più gravoso per le strutture analizzate.

Lo schema detto prevede i seguenti carichi:

- Carico uniformemente distribuito pari a 250 daNm^{-2} ;
- Carichi concentrati applicati su due assi in tandem agenti su impronte di pneumatico di forma quadrata di lato 0.40 m. pari a 20000 daN.

Tali azioni, inoltre, agendo oltre che direttamente sul pozzetto anche nelle zone circostanti, generano un incremento delle pressioni verticali nel terreno ai lati dello stesso che comportano un conseguente incremento delle spinte orizzontali sulle pareti perimetrali dell'opera. Tale spinta considerando l'azione del solo carico distribuito pari a 250 daNm^{-2} risulta essere:

$$\sigma = K_0 \cdot 250 = 150 \text{ daNm}^{-2}$$

7.1.4 Combinazioni di calcolo

7.1.4.1 Azioni statiche

Si hanno le seguenti azioni statiche:

- 1S - Peso proprio e Carichi permanenti;
- 2S - Sovraccarichi permanenti;
- 3S - Carichi accidentali;

precisando che:

- l'azione 1S corrisponde alla categoria di carico “*permanente strutturale*”;
- l'azione 2S corrisponde alla categoria di carico “*permanente non strutturale*”;
- l'azione 3S corrisponde alla categoria di carico “*Azioni dinamiche dovute al transito veicolare*”.

7.1.4.2 Combinazioni di calcolo

Le combinazioni tra le varie azioni agenti sulla struttura in questione vengono combinate in maniera automatica dal software di calcolo attraverso i coefficienti parziali sulle azioni secondo la normativa vigente.

7.2 Modello Geometrico

7.2.1 Geometria

La struttura in esame è stata analizzata con un software agli elementi finiti attraverso la modellazione di elementi “*shell*” (elementi piani a 4 nodi con tre gradi di libertà per nodo).

7.2.2 Vincoli

Le strutture componenti il pozzetto sono vincolate rigidamente alla platea di fondazione.

Per modellare l’interazione terreno – platea di fondazione, quest’ultima è stata vincolata attraverso il modello di “*Winkler*” secondo cui il comportamento del terreno viene assimilato ad un letto di molle elastiche indipendenti tra loro. La loro rigidezza è rappresentata dall’omonimo coefficiente di “*Winkler*” che rappresenta il rapporto tra la pressione sul suolo e il conseguente abbassamento, ovvero:

$$k = \frac{q}{\delta}$$

8. CARATTERIZZAZIONE DINAMICA

Nel seguito è riportata la caratterizzazione dinamica ai sensi della normativa vigente (NTC 2008).

8.1 Vita nominale

La vita nominale, indicata con V_N , è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata. Le vigenti normative individuano 3 categorie di costruzioni:

- *opere provvisorie;*
- *opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale;*
- *grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica.*

Ad ognuna delle categorie elencate viene assegnata una vita nominale espressa in anni. La struttura in esame è collocabile nella seconda categoria, ovvero opere ordinarie di dimensioni contenute ed importanza normale. Si ha quindi:

$$V_N \geq 50 \text{ anni}$$

8.2 Classi d'uso

La normativa individua delle Classi d'uso con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o eventuale collasso in presenza di azioni sismiche. Si hanno 4 tipi di classi, da quelle per costruzioni con presenza solo occasionale di persone (classe I) a quelle con funzioni pubbliche o strategiche importanti (classe IV). Le strutture in esame si collocano nel **secondo tipo**:

*“Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali .
Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti”.*

8.3 Periodo di riferimento per l'azione sismica

Il periodo di riferimento di una struttura, necessario per valutare il periodo di ritorno T_R dell'azione sismica per una fissata probabilità di superamento P_{VR} , dipende sia dalla vita nominale già definita in precedenza che da un coefficiente d'uso C_U funzione delle Classi d'uso. Nel caso in esame, per Classe d'uso II il relativo coefficiente è:

$$C_{U, II} = 1.0$$

Da cui:

$$V_R = V_N \times C_U = 50 \times 1.0 = 50$$

8.4 Periodo di ritorno per l'azione sismica

Definito il periodo di riferimento è possibile calcolare il periodo di ritorno T_R per i vari Stati Limite in funzione della probabilità di superamento P_{VR} , ovvero la probabilità che si manifesti un'azione superiore nei V_R anni di riferimento della struttura. Si hanno innanzitutto i seguenti Stati Limite:

- *Stati Limite di Esercizio (SLE):*
 - *Stato Limite di Operatività (SLO);*
 - *Stato Limite di Danno (SLD);*
- *Stati Limite Ultimi (SLU):*
 - *Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV);*
 - *Stato Limite di Collasso (SLC).*

Ad ognuno di essi, come detto, è associata una certa probabilità di superamento P_{VR} :

- SLO => 81%
- SLD => 63%
- SLV => 10%
- SLC => 5%

La relazione di calcolo per il periodo di ritorno è la seguente:

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})}$$

Si ha quindi:

$$T_{R,SLO} = -\frac{50}{\ln(1-0.81)} = 30.11$$

$$T_{R,SLD} = -\frac{50}{\ln(1-0.63)} = 50.29$$

$$T_{R,SLV} = -\frac{50}{\ln(1-0.10)} = 474.56$$

$$T_{R,SLC} = -\frac{50}{\ln(1-0.05)} = 974.79$$

Impiegando le relazioni semplificate della normativa si ha:

$$T_{R,SLO} = 0.6 \cdot V_R = 0.6 \cdot 50 = 30.00$$

$$T_{R,SLO} = V_R = 50.00$$

$$T_{R,SLV} = 9.5 \cdot V_R = 9.5 \cdot 50 = 475$$

$$T_{R,SLC} = 19.5 \cdot V_R = 19.5 \cdot 50 = 975$$

8.5 Definizione della categoria di appartenenza per le azioni

In funzione della categoria di appartenenza con riferimento alla destinazione d'uso, la normativa individua dei coefficienti di contemporaneità delle azioni da impiegare nel calcolo delle combinazioni. Alla strutture viene assegnata la seguente categoria:

Categoria generica – Azioni da traffico – Schema 1 (Tab. 5.1.VI – D.M. 14/01/2008)

I coefficienti sono quindi i seguenti:

$$\psi_{0j} = 0.75$$

$$\psi_{1j} = 0.75$$

$$\psi_{2j} = 0$$

8.6 Regolarità della costruzione

Affinché una costruzione possa considerarsi regolare è necessario che vengano soddisfatti sia i requisiti di *regolarità in pianta* che di *regolarità in elevazione*.

Una struttura progettata per soddisfare i requisiti di regolarità consente di poter sfruttare maggiormente le capacità dissipative, contando quindi su una maggiore duttilità. Questi aspetti si riflettono, quindi, direttamente sulla definizione del fattore di struttura calcolato nei paragrafi successivi.

Per quanto riguarda la *regolarità in pianta*, si hanno le seguenti condizioni da rispettare:

- a) *la configurazione in pianta è compatta e approssimativamente simmetrica rispetto a due direzioni ortogonali, in relazione alla distribuzione di masse e rigidezze – **SI**;*
- b) *il rapporto tra i lati di un rettangolo in cui la costruzione risulta inscritta è inferiore a 4 – **SI**;*
- c) *nessuna dimensione di eventuali rientri o sporgenze supera il 25% della dimensione totale della costruzione nella corrispondente direzione – **SI**;*
- d) *gli orizzontamenti possono essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano rispetto agli elementi verticali e sufficientemente resistenti – **SI**.*

Non essendo rispettati tutti i punti individuati dalla normativa, la struttura è

Regolare in pianta.

Per quanto riguarda la *regolarità in elevazione*, si hanno le seguenti condizioni da rispettare:

- e) *tutti i sistemi resistenti verticali (quali telai e pareti) si estendono per tutta l'altezza della costruzione - **SI**;*
- f) *massa e rigidezza rimangono costanti o variano gradualmente, senza bruschi cambiamenti, dalla base alla sommità della costruzione (le variazioni di massa da un orizzontamento all'altro non superano il 25%, la rigidezza non si riduce da un orizzontamento a quello sovrastante più del 30% e non aumenta più del 10%); ai fini della rigidezza si possono considerare regolari in altezza strutture dotate di pareti o nuclei in c.a. o pareti e nuclei in muratura di sezione costante sull'altezza o di telai controventati in acciaio, ai quali sia affidato almeno il 50% dell'azione sismica alla base - **SI**;*

- g) *nelle strutture intelaiate progettate in CD “B” il rapporto tra resistenza effettiva e resistenza richiesta dal calcolo non è significativamente diverso per orizzontamenti diversi (il rapporto fra la resistenza effettiva e quella richiesta, calcolata ad un generico orizzontamento, non deve differire più del 20% dall’analogo rapporto determinato per un altro orizzontamento); può fare eccezione l’ultimo orizzontamento di strutture intelaiate di almeno tre orizzontamenti - **SI**;*
- h) *eventuali restringimenti della sezione orizzontale della costruzione avvengono in modo graduale da un orizzontamento al successivo, rispettando i seguenti limiti: ad ogni orizzontamento il rientro non supera il 30% della dimensione corrispondente al primo orizzontamento, né il 20% della dimensione corrispondente all’orizzontamento immediatamente sottostante. Fa eccezione l’ultimo orizzontamento di costruzioni di almeno quattro piani per il quale non sono previste limitazioni di restringimento - **SI**.*

Di conseguenza, la struttura è da considerarsi

Regolare in altezza.

Queste conclusioni portano a dire che, essendo la struttura non regolare in pianta e regolare in elevazione, essa sia globalmente da considerarsi come:

Regolare.

8.7 Fattore di struttura

Il fattore di struttura è un fattore che tiene conto della duttilità della costruzione ed è funzione della tipologia strutturale, dal suo grado di iperstaticità e dai criteri di progettazione adottati. Mediante il fattore di struttura è possibile decurtare le azioni elastiche citate al paragrafo precedente e calcolate con lo spettro di risposta elastico in modo da ottenere lo spettro di risposta allo Stato Limite Ultimo. Si distinguono:

- **q_0** : fattore di struttura massimo;
- **q** : fattore di struttura reale.

La differenza tra i due fattori risiede nella regolarità della struttura, la quale interviene mediante il fattore riduttivo **K_R** ; tale fattore è pari a:

- 1.0 per costruzioni regolari in altezza;

- 0.8 per costruzioni non regolari in altezza.

Nel caso in esame si ha:

$$K_R = 1.0$$

Per quanto riguarda il fattore di struttura massimo, esso dipende dalla tipologia strutturale e dalla iperstaticità oltre che dalla desiderata classe di duttilità richiesta. La costruzione in esame ricade nella categoria:

Strutture a pareti non accoppiate

Si decide di operare in:

Classe di duttilità bassa (B)

Il fattore di struttura da impiegare vale:

$$q = 3.0$$

Il fattore così calcolato è valido per le componenti orizzontali delle azioni elastiche, mentre per la componente verticale la normativa suggerisce:

$$q = 1.5$$

per strutture che non siano ponti, come nel caso in esame.

8.8 Spettri di progetto per gli Stati Limite Ultimi

Per le verifiche agli Stati Limite Ultimi si tengono in conto le capacità dissipative delle strutture mediante opportuna riduzione delle forze elastiche. In questo caso lo spettro da impiegare si ottiene dallo spettro elastico sostituendo al fattore η il fattore di strutture q .

8.9 Spettri di progetto per gli Stati Limite di Esercizio

Gli spettri di progetto da impiegare agli Stati Limite di Esercizio, sia per le componenti orizzontali che per quella verticale, sono i corrispondenti spettri elastici definiti in precedenza riferiti alla specifica probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} .

8.10 Tipologia di analisi

Si decide di eseguire un'analisi di tipo **dinamica lineare**.

Si considerano in accordo alla normativa vigente tutti i modi con massa partecipante superiore al 5 % e comunque un numero di modi la cui massa partecipante sia superiore all' 85%.

Si riportano di seguito i risultati salienti relativi a massa partecipante e periodi fondamentali relativi alle due strutture analizzate:

a) Pozzetto di sollevamento

Massa partecipante:

- $M_{xTot} = 98.65 \%$;
- $M_{yTot} = 99.34 \%$;
- $M_{zTot} = 100.0 \%$.

Periodi fondamentali:

- $T_{sisma\ x} = 0.206\ s$;
- $T_{sisma\ y} = 0.206\ s$;
- $T_{sisma\ z} = 0.065\ s$.

b) Pozzetto di sollevamento

Massa partecipante:

- $M_{xTot} = 98.97 \%$;
- $M_{yTot} = 99.115 \%$;
- $M_{zTot} = 100.0 \%$.

Periodi fondamentali:

- $T_{sisma\ x} = 0.5978\ s$;
- $T_{sisma\ y} = 0.593\ s$;
- $T_{sisma\ z} = 0.129\ s$.

Per la combinazione degli effetti relativi ai singoli modi si utilizza una combinazione di tipo quadratica completa (CQC).

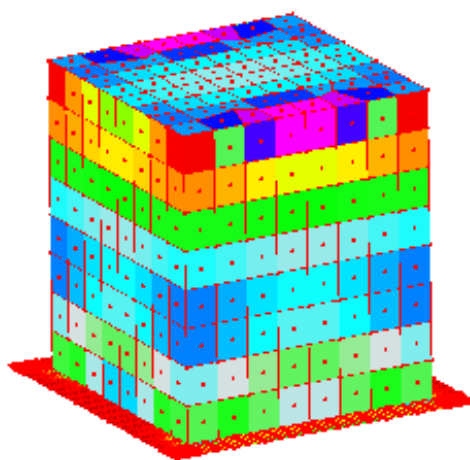
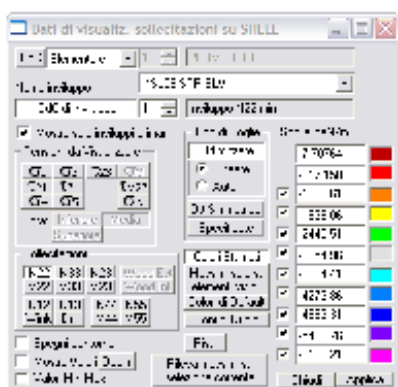
9. VERIFICHE STRUTTURALI

9.1 Risultati

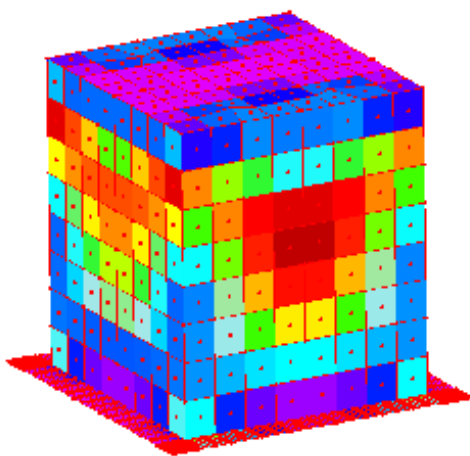
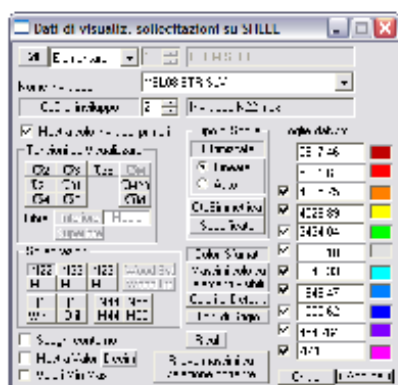
Di seguito si riportano i valori delle sollecitazioni che interessano gli elementi strutturali analizzati nonché i risultati delle verifiche effettuate.

9.1.1 Rappresentazione grafica delle sollecitazioni agenti sul Pozzetto di Sollevamento

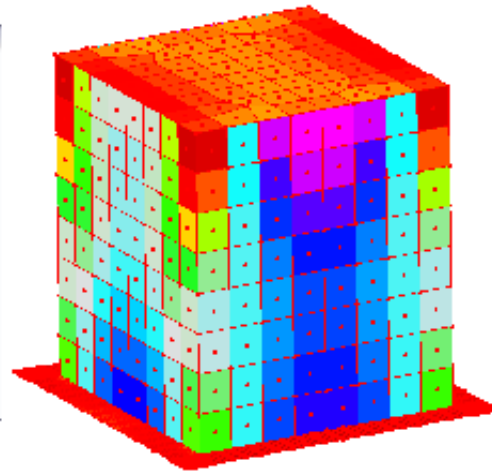
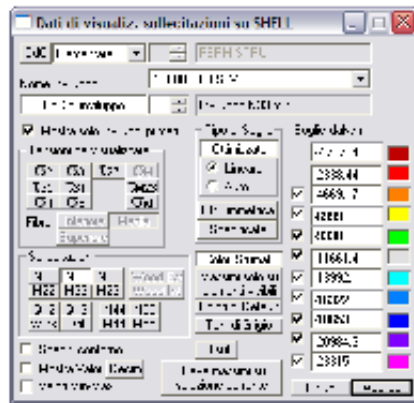
In questo paragrafo si riportano i valori delle sollecitazioni individuate attraverso l'analisi agli elementi finiti.



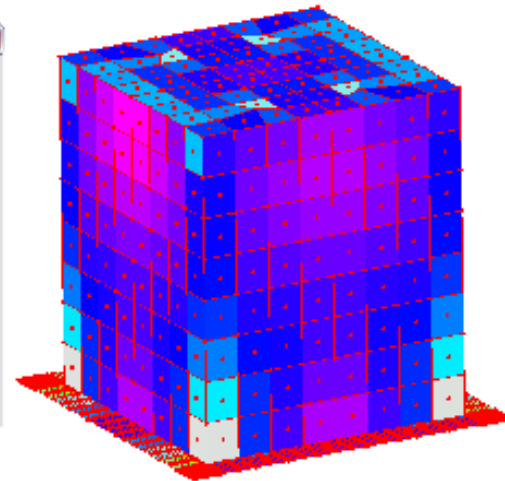
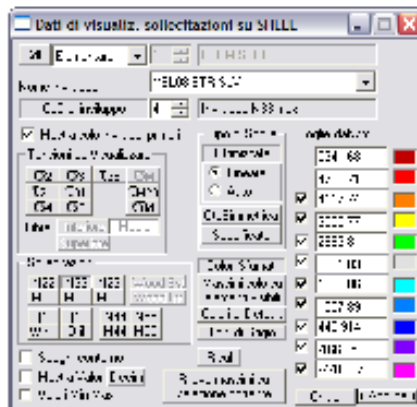
N22 min



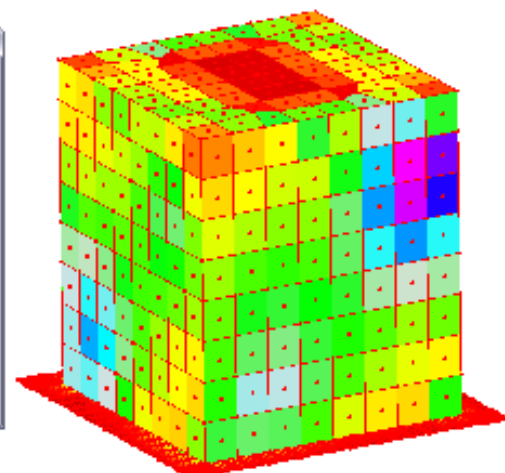
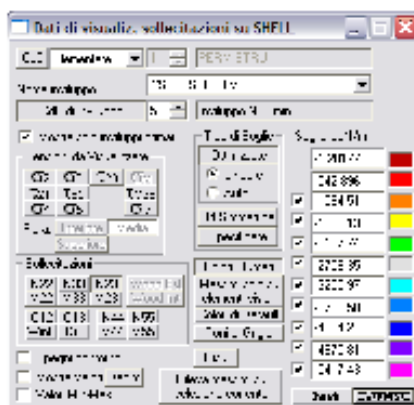
N22 max



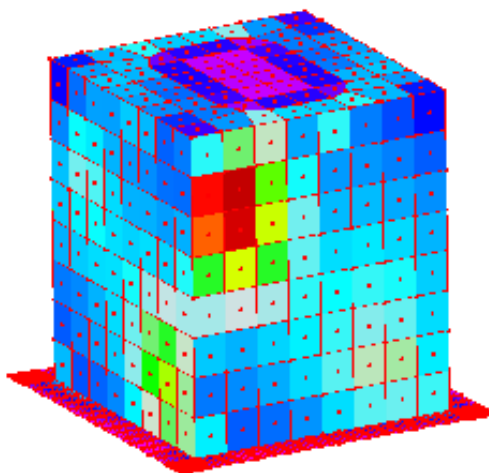
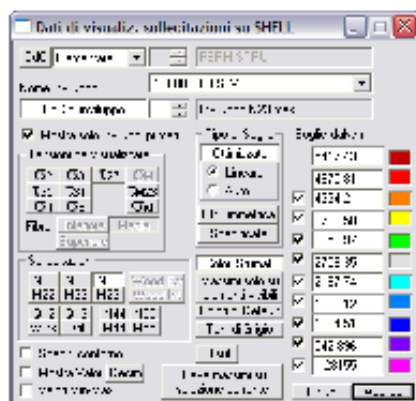
N33 min



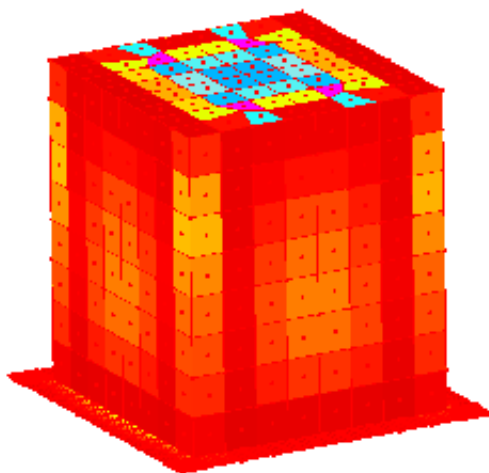
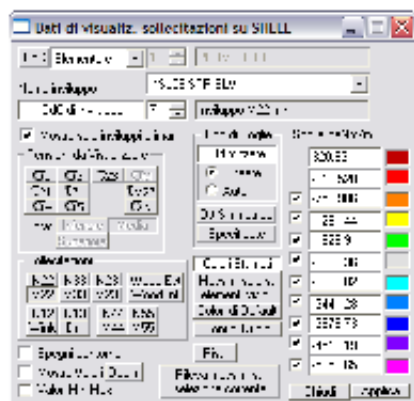
N33 max



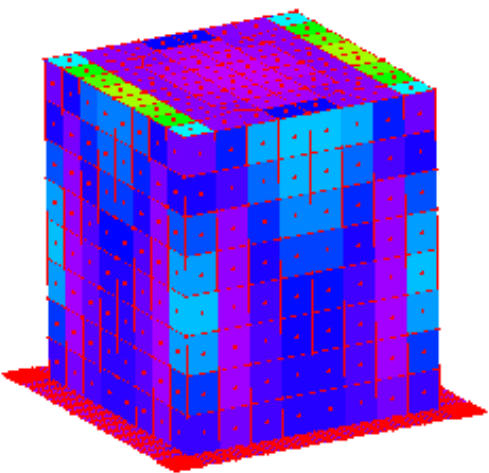
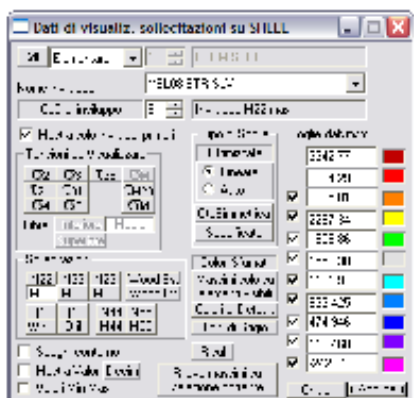
N23 min



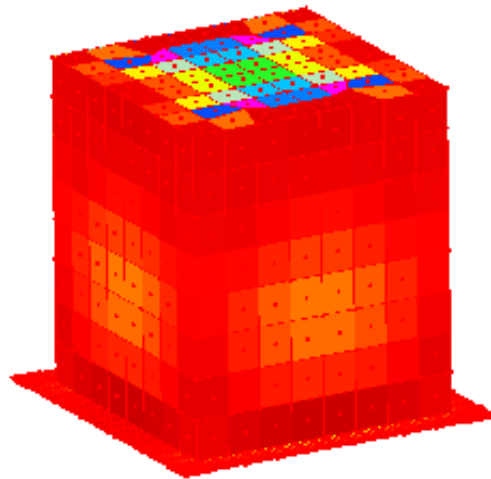
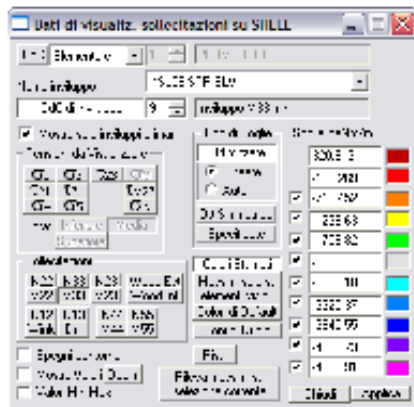
N23 max



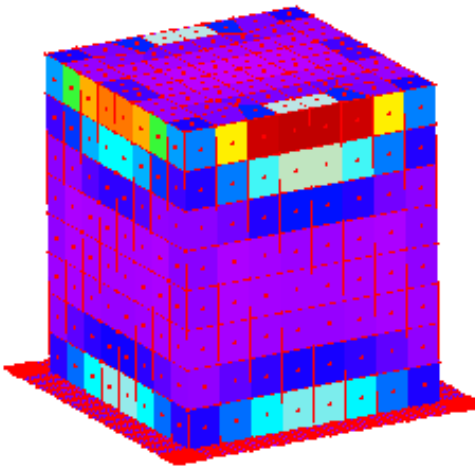
M22 min



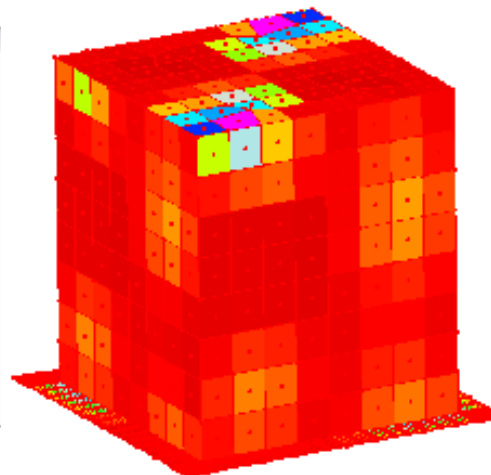
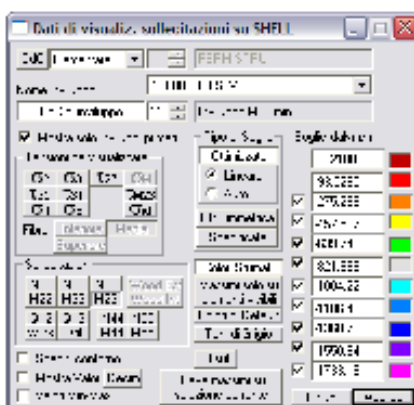
M22 max



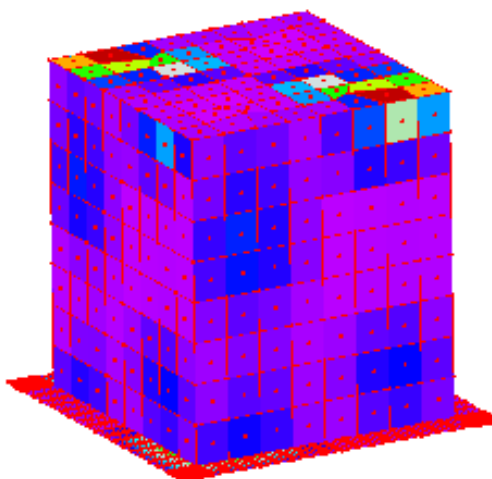
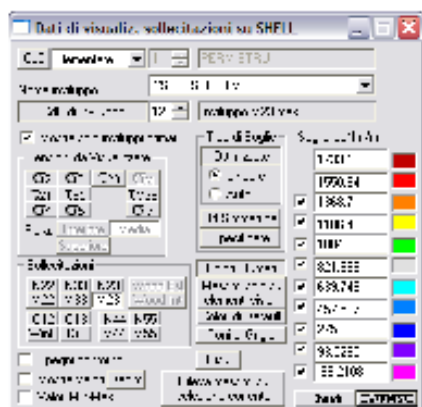
M33 min



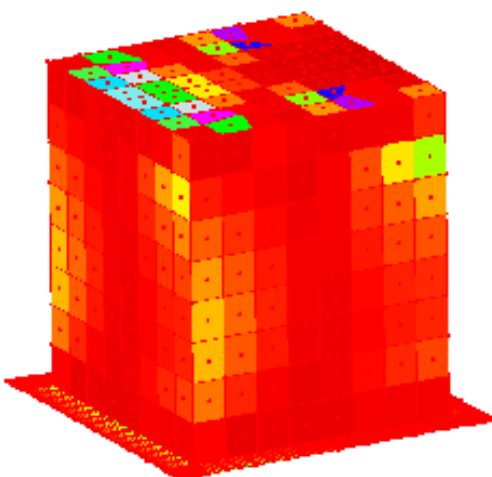
M33 max



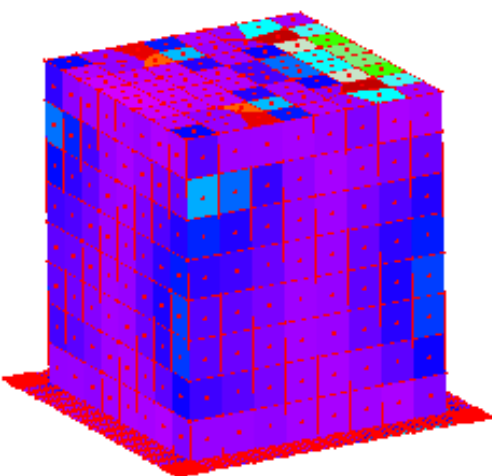
M23 min



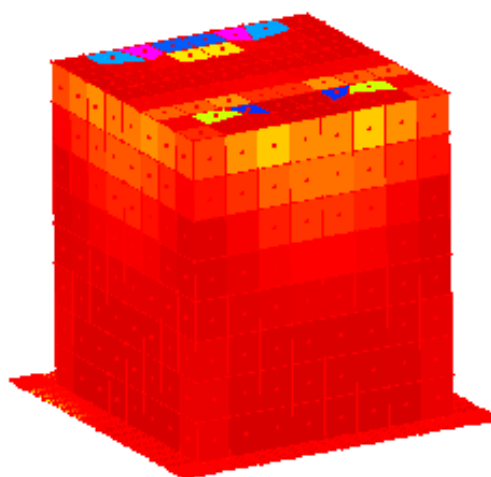
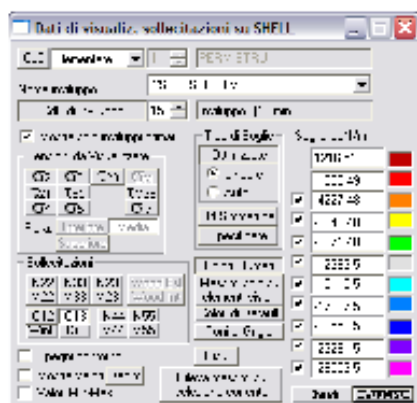
$M23_{max}$



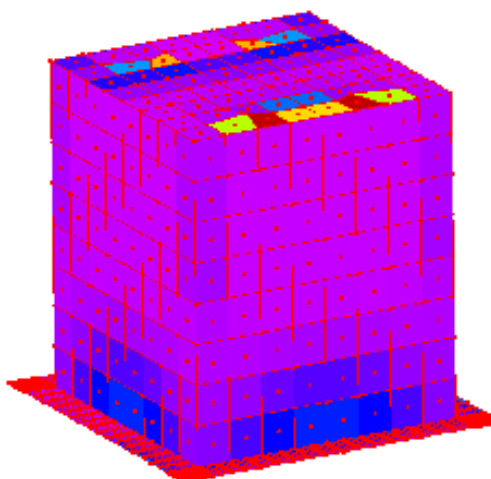
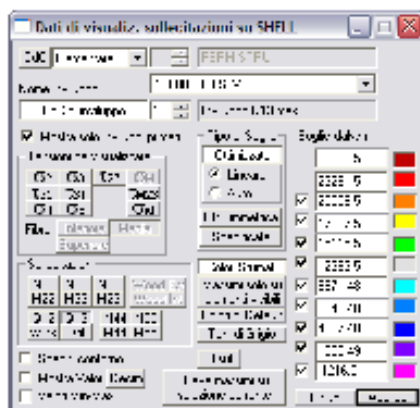
$Q12_{min}$



$Q12_{max}$



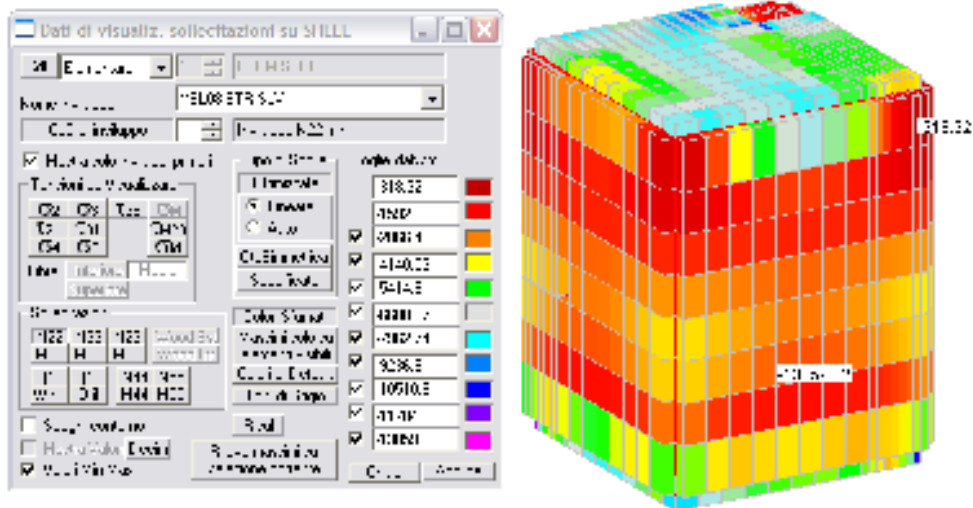
$Q13_{min}$



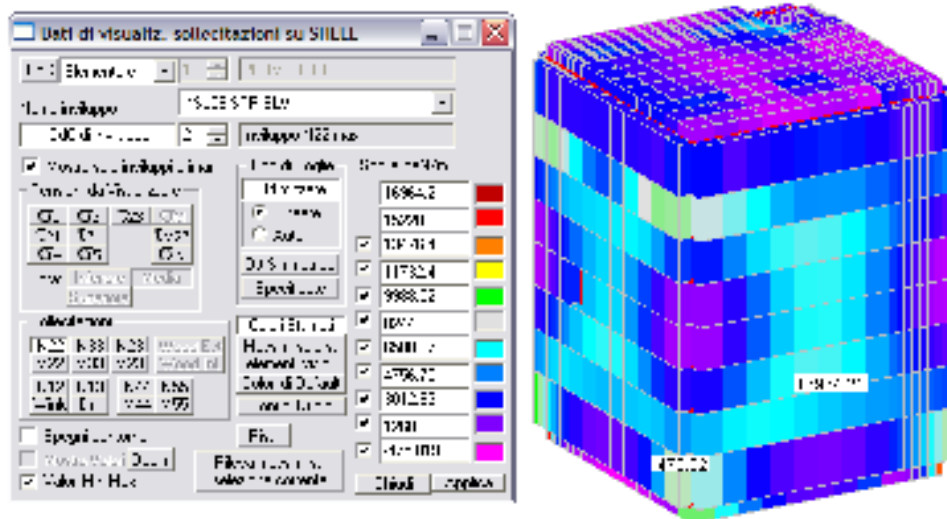
$Q12_{max}$

9.1.2 Rappresentazione grafica delle sollecitazioni agenti sul Pozzetto Partitore Tipo

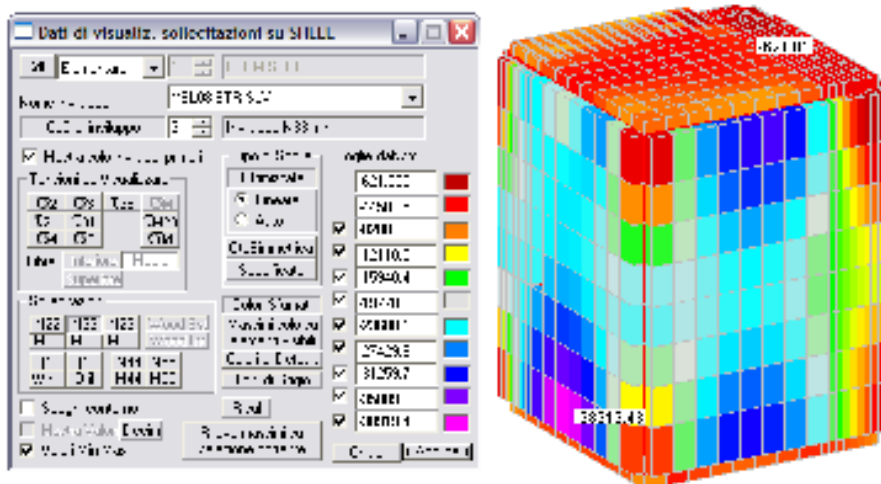
In questo paragrafo si riportano i valori delle sollecitazioni agenti sul pozzetto analizzato attraverso l'analisi agli elementi finiti.



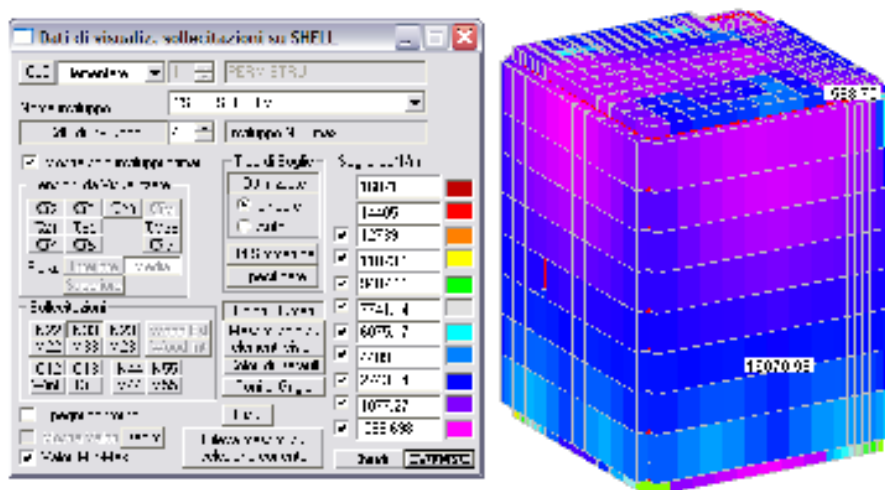
N22 min



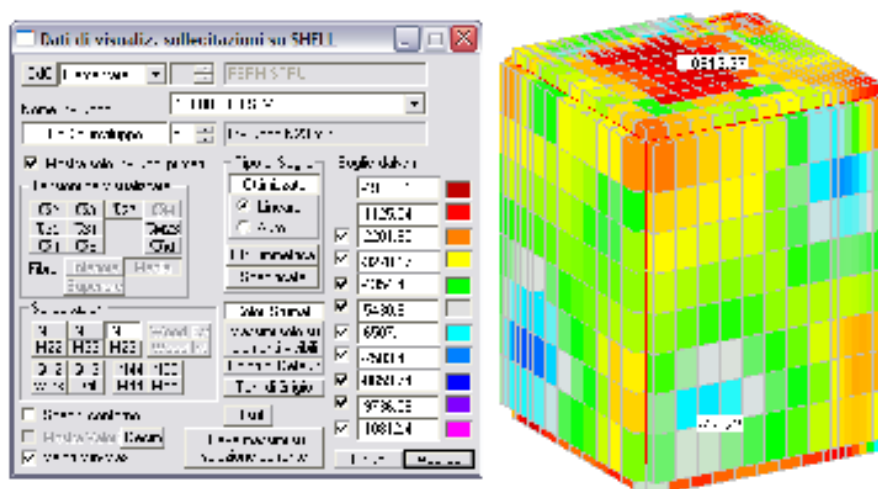
N22 max



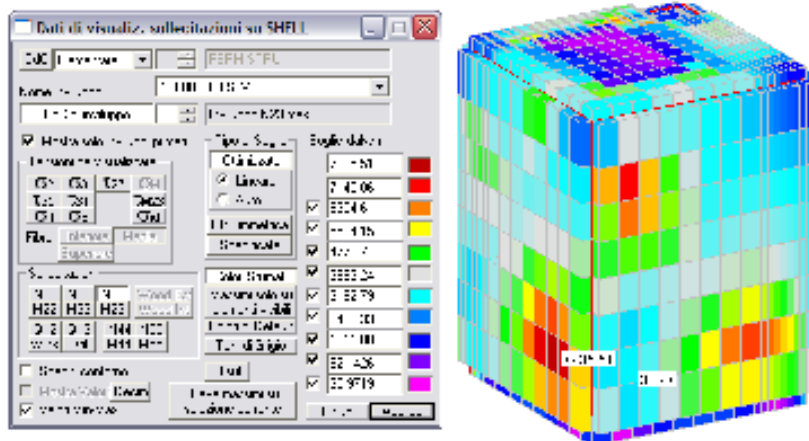
N33 min



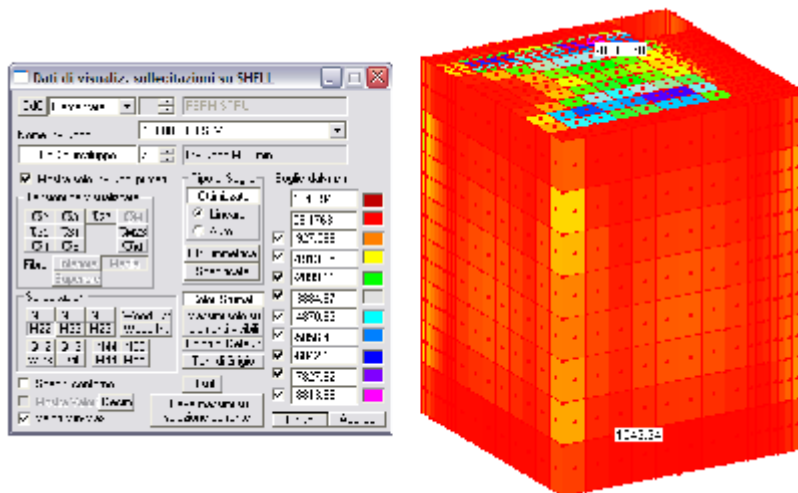
N33 max



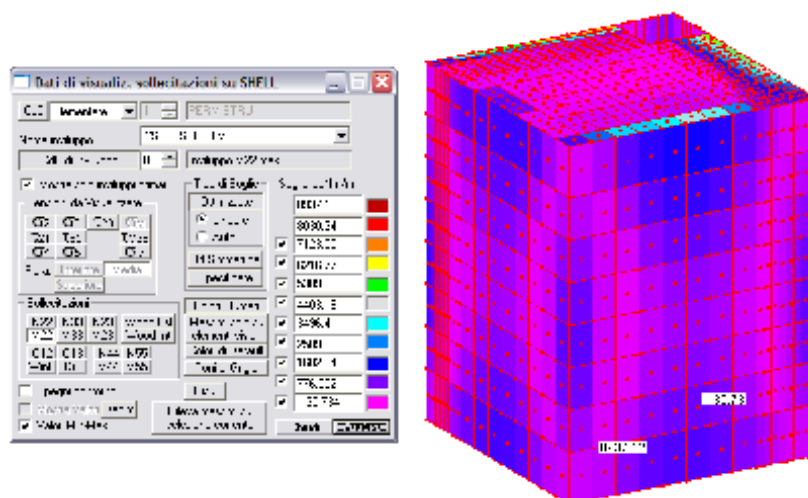
N23 min



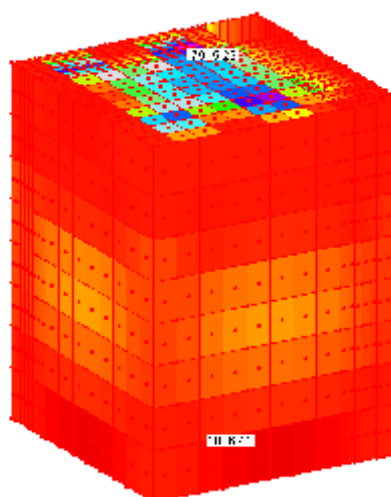
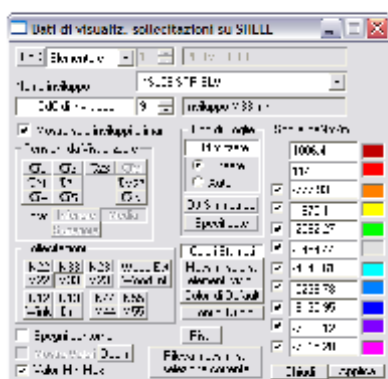
N23 max



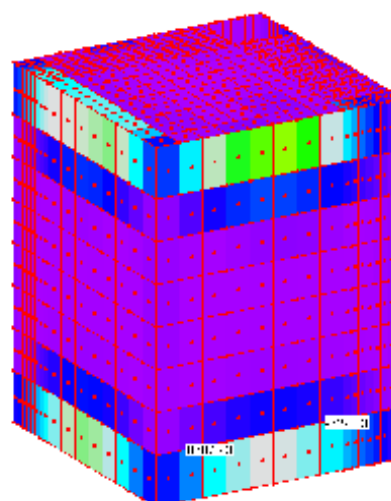
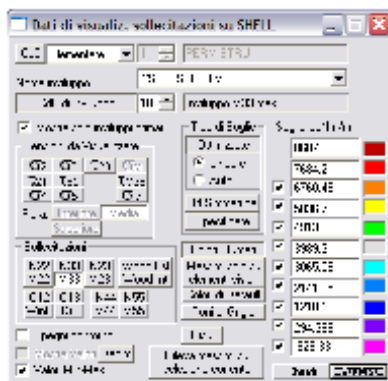
M22 min



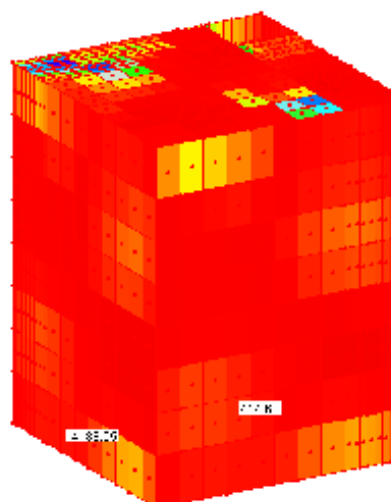
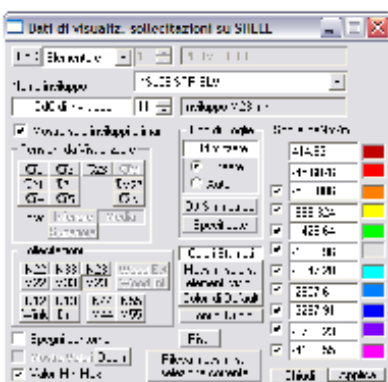
M22 max



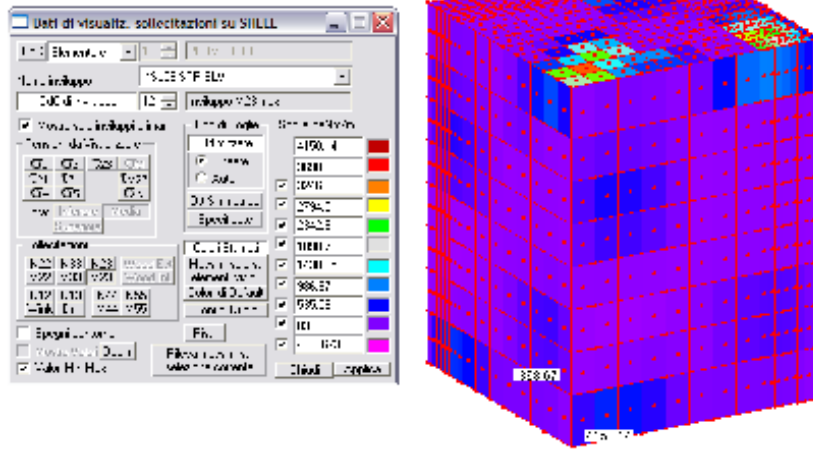
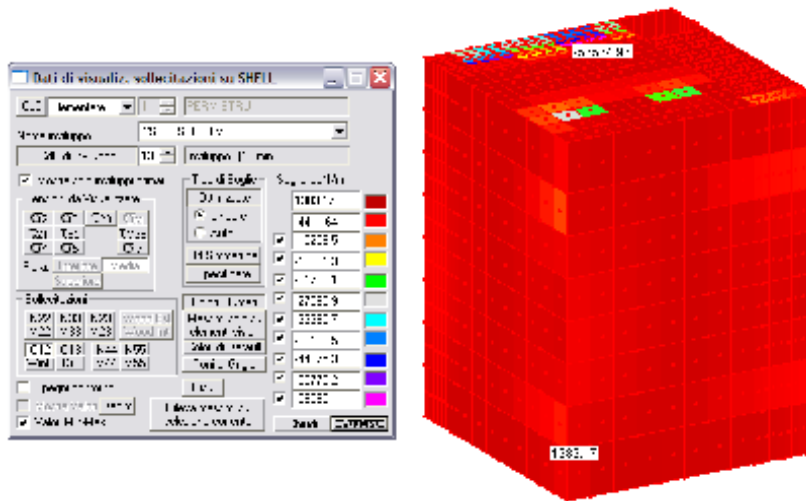
$M_{33} \min$



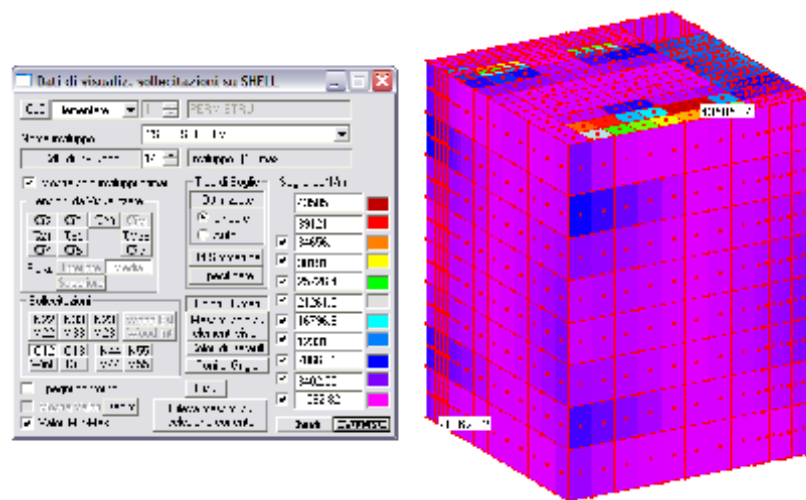
$M_{33} \max$



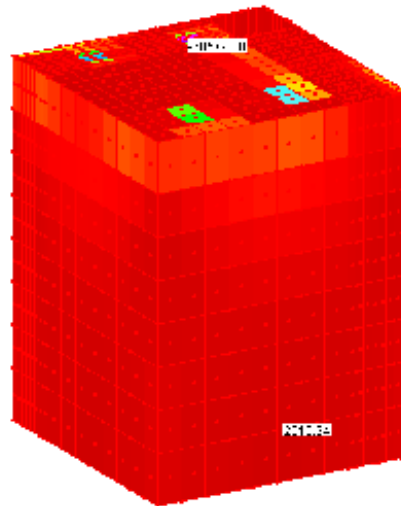
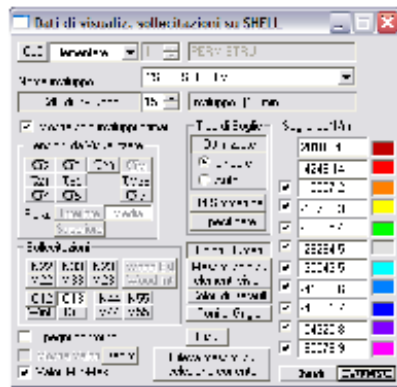
$M_{23} \min$

 $M23 \max$ 

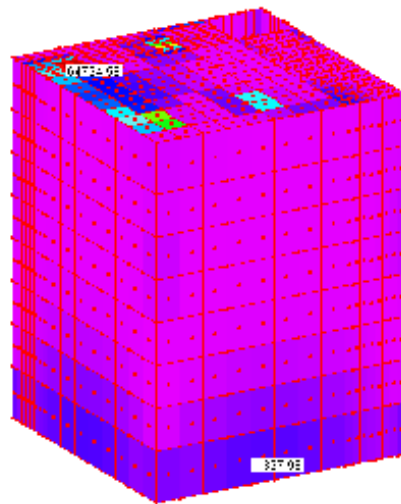
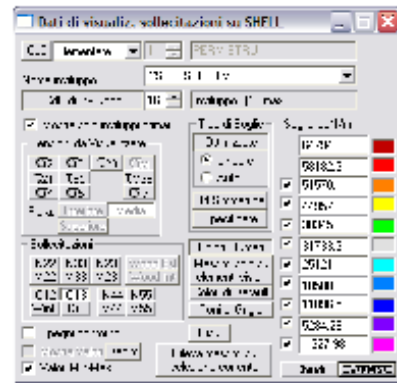
Q12 min



Q12 max



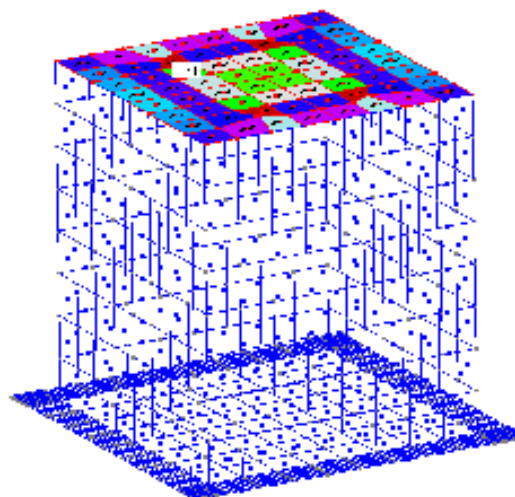
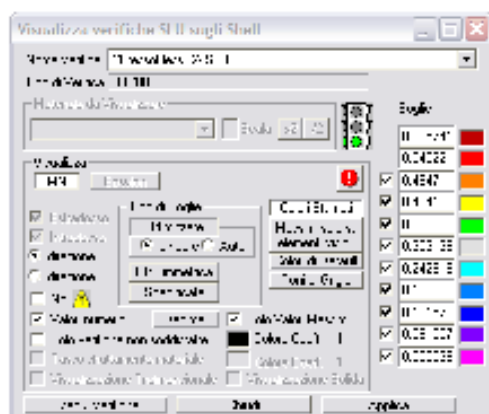
$Q13_{min}$



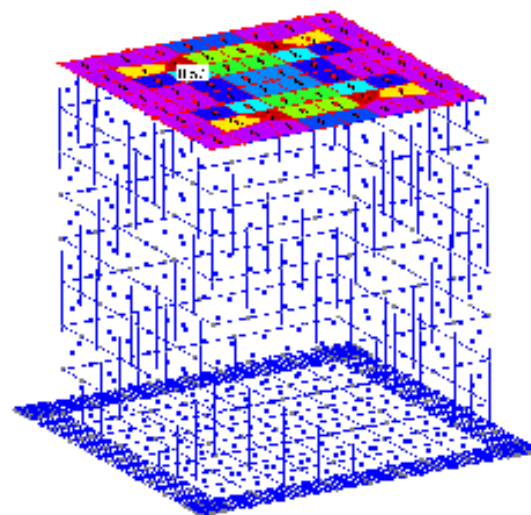
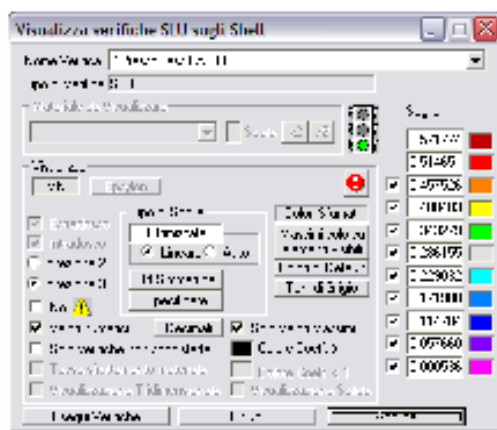
$Q12_{max}$

9.1.3 Verifiche Pozzetto di Sollevamento agli SLU

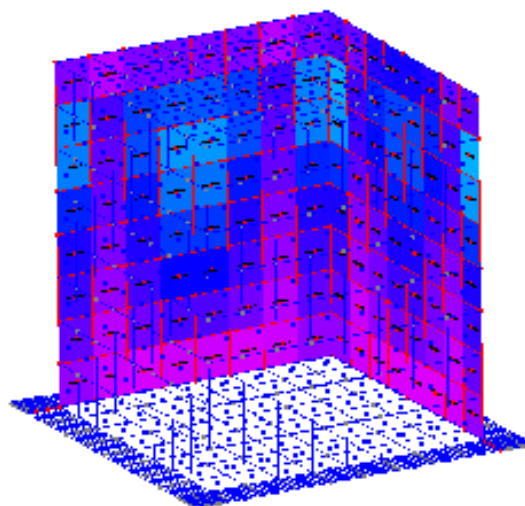
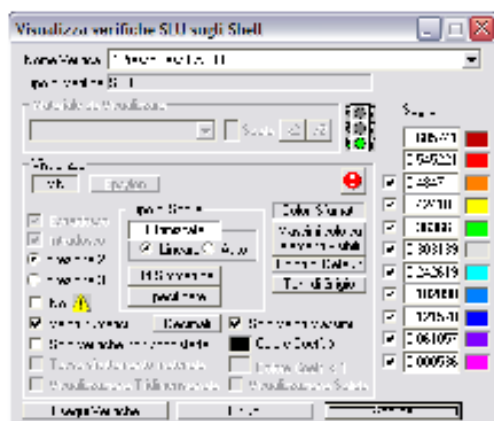
In questo paragrafo si riportano gli output grafici del software relativi alle verifiche eseguite sugli elementi “shell” analizzati.



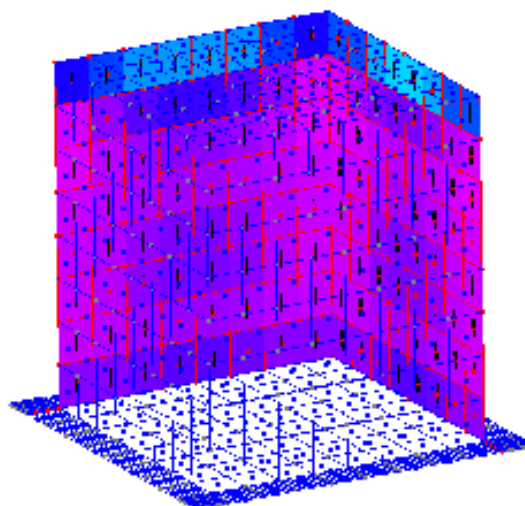
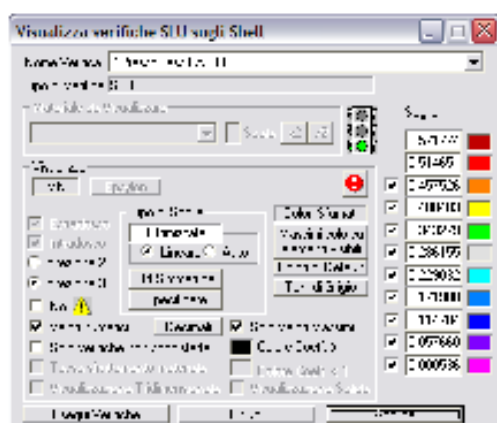
Verifica soletta in direzione 2 con massimo valore dello sfruttamento in evidenza



Verifica soletta in direzione 3 con massimo valore dello sfruttamento in evidenza



Verifica pareti in direzione 2

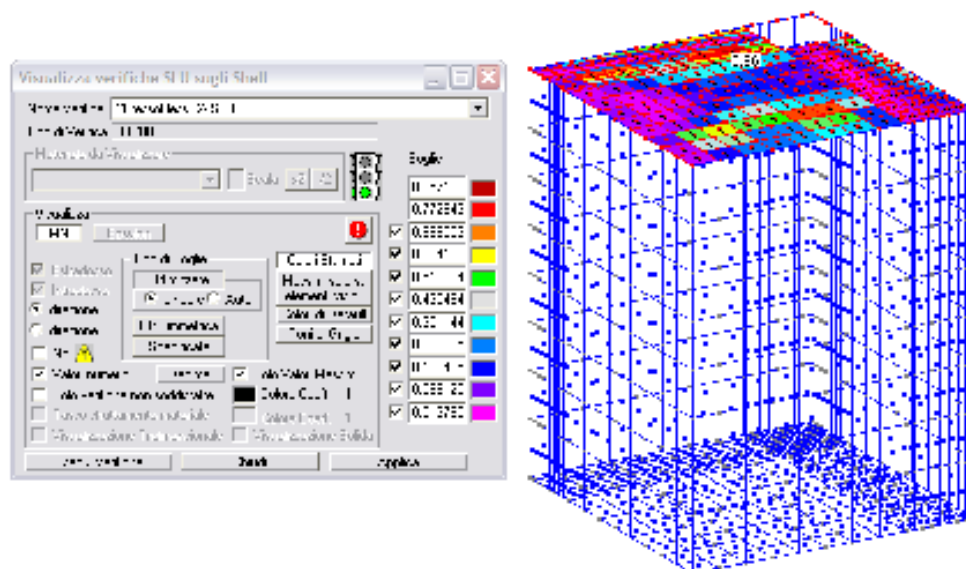


Verifica pareti in direzione 3

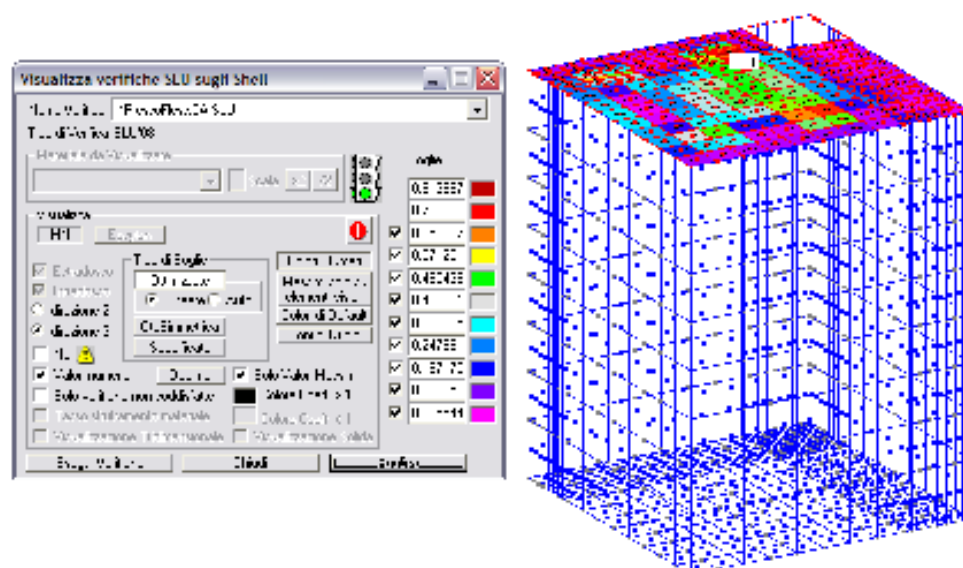
Come risulta dagli output grafici le verifiche allo SLU risultano soddisfatte.

9.1.4 Verifiche Pozzetto Partitore Tipo agli SLU

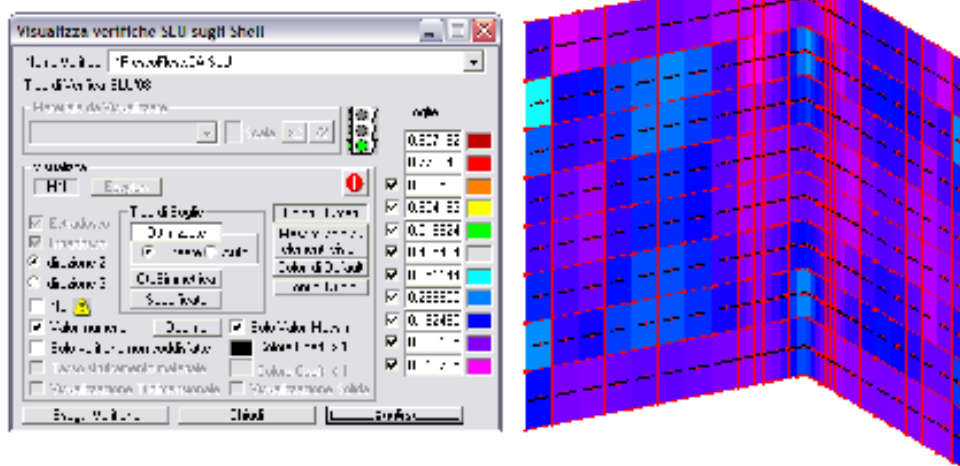
Si riportano di seguito gli output grafici del software relativi alle verifiche eseguite sugli elementi strutturali costituenti il pozzetto in questione.



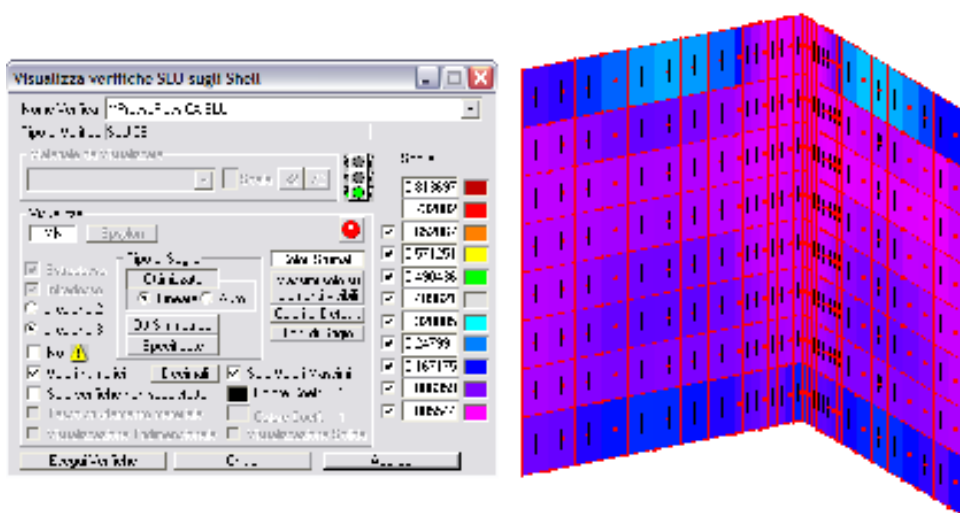
Verifica soletta in direzione 2 con massimo valore dello sfruttamento in evidenza



Verifica soletta in direzione 3 con massimo valore dello sfruttamento in evidenza



Verifica pareti in direzione 2



Verifica pareti in direzione 3

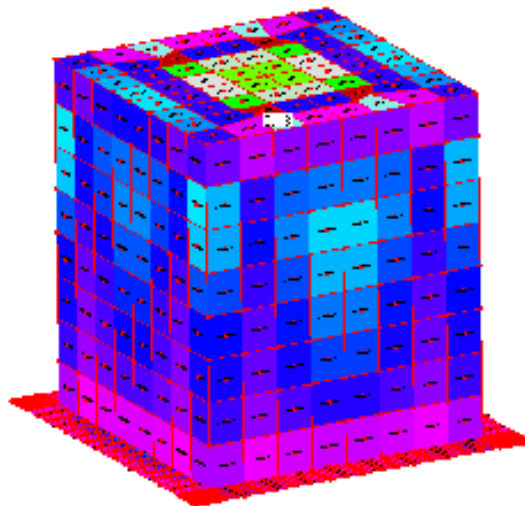
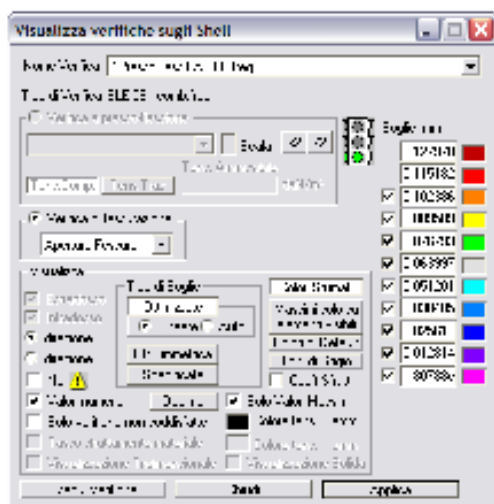
Come risulta dagli output grafici le verifiche allo SLU risultano soddisfatte.

9.1.5 Verifiche Pozzetto di Sollevamento agli SLE

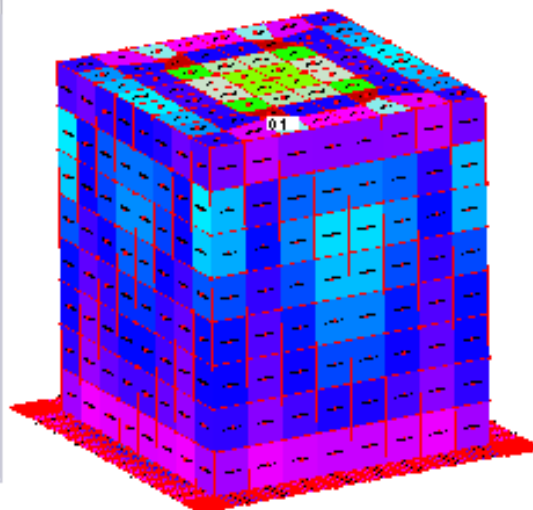
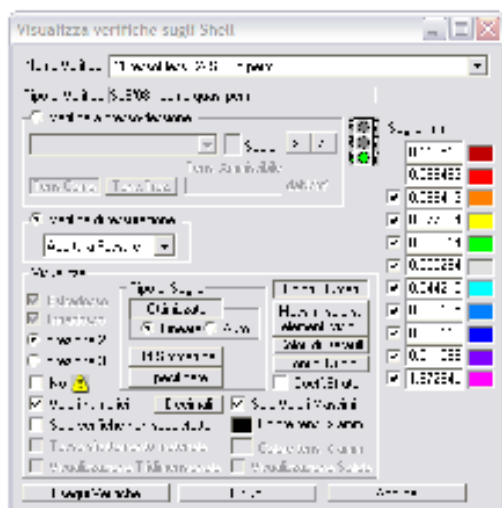
La normativa vigente prevede le seguenti verifiche:

- Verifiche di fessurazione;
- Verifiche delle tensioni di esercizio.

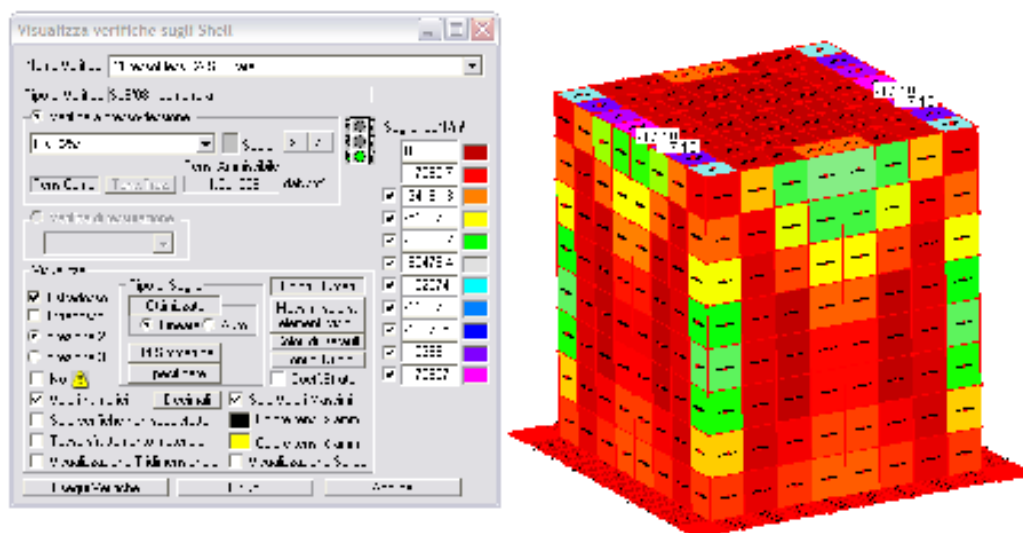
Di seguito si riportano gli output grafici del software con le verifiche eseguite agli SLE.



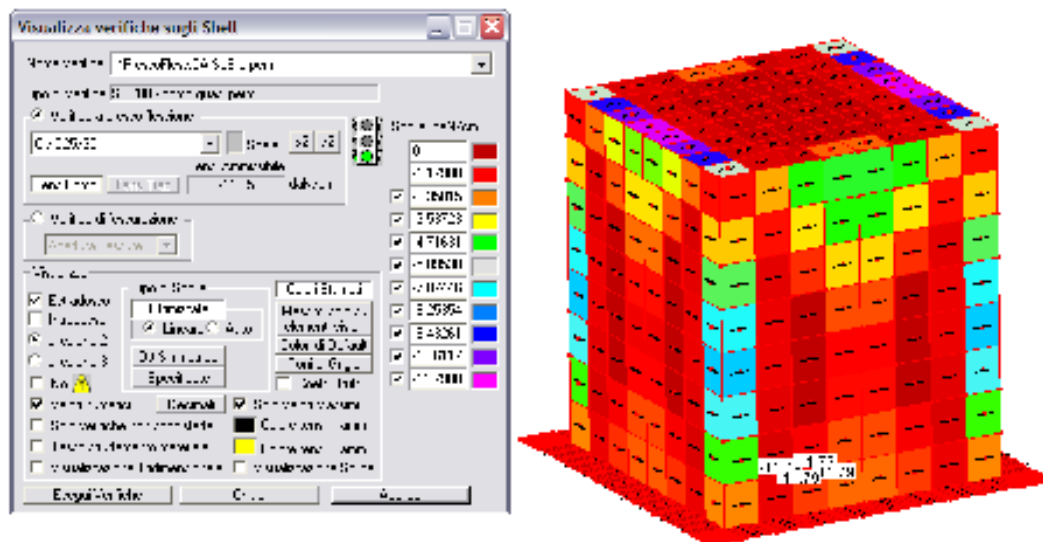
Verifica di formazione delle fessure in condizione di carico frequente con valore massimo in evidenza



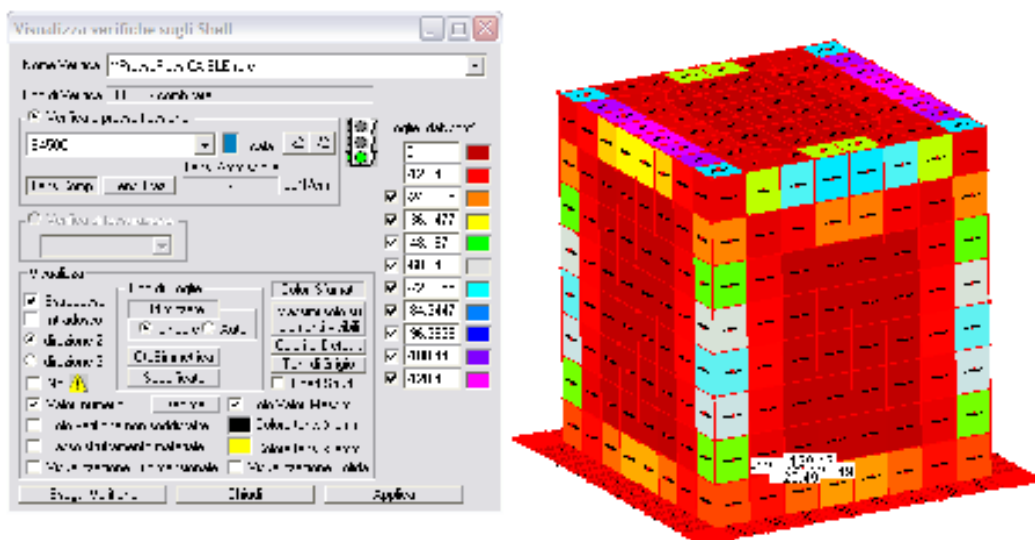
Verifica di formazione delle fessure in condizione di carico quasi permanente con valore massimo in evidenza



Verifica tensione massima di compressione nel cls in condizione di carico caratteristica (rara)quasi con valore massimo in evidenza



Verifica tensione massima di compressione nel cls in condizione di carico quasi permanente con valore massimo in evidenza

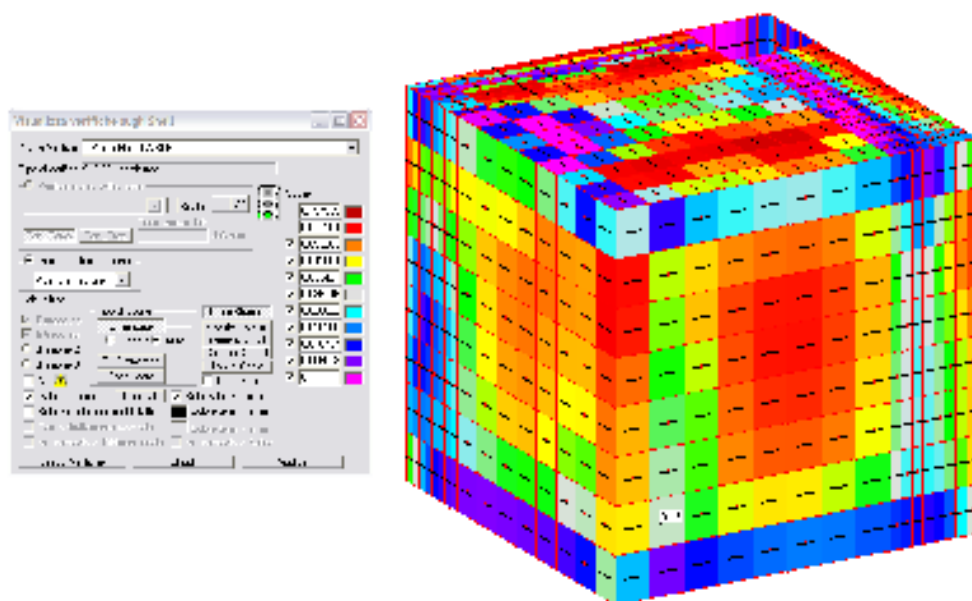


Verifica di tensione massima di trazione nell'acciaio in condizione di carico caratteristica (rara) con valore massimo in evidenza

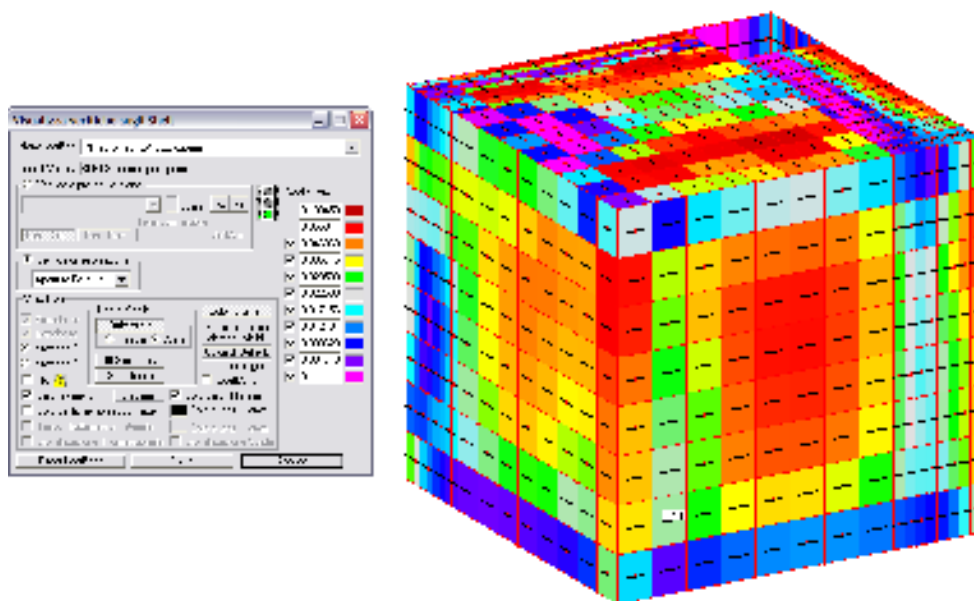
Le verifiche previste allo SLE di fessurazione e delle tensioni massime di esercizio risultano contemporaneamente soddisfatte.

9.1.6 Verifiche Pozzetto Partitore Tipo agli SLE

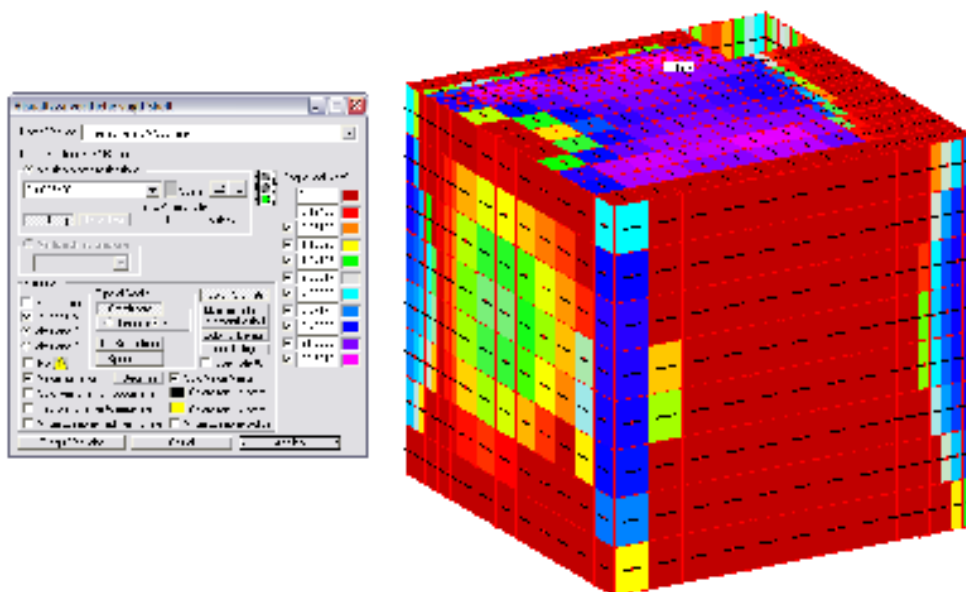
Di seguito si riportano gli output grafici del software con le verifiche eseguite agli SLE.



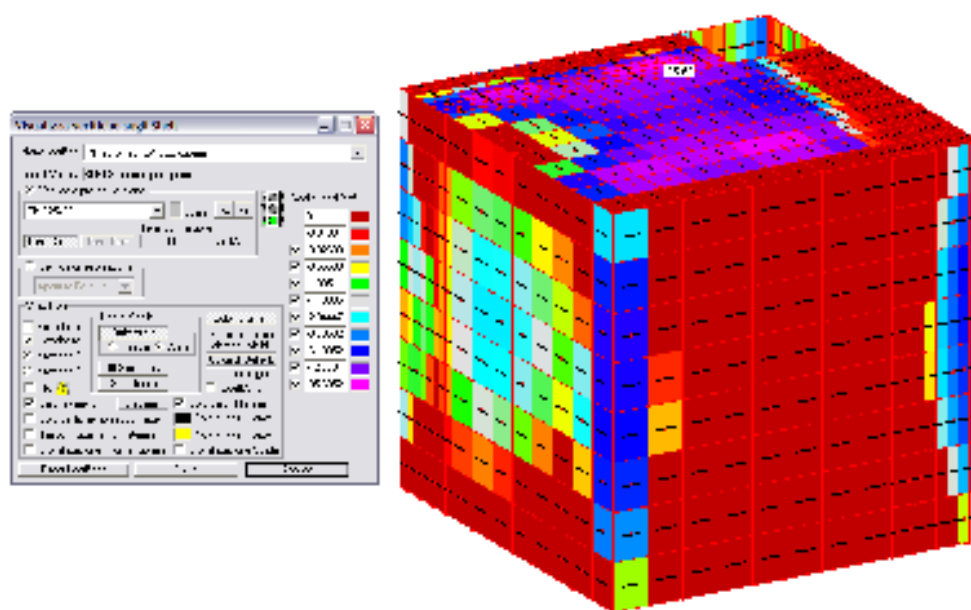
Verifica di formazione delle fessure in condizione di carico frequente con valore massimo in evidenza



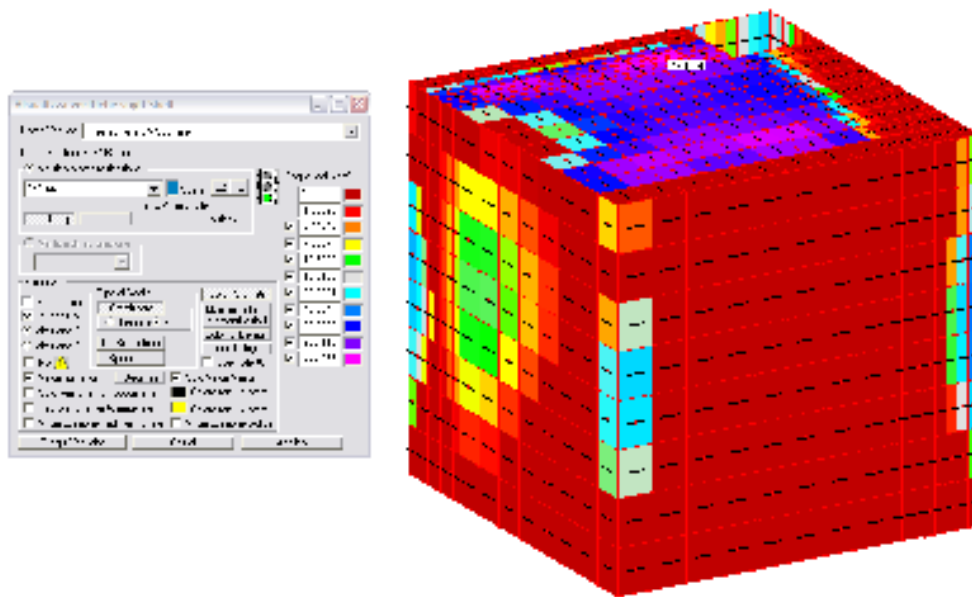
Verifica di formazione delle fessure in condizione di carico quasi permanente con valore massimo in evidenza



Verifica tensione massima di compressione nel cls in condizione di carico caratteristica (rara)quasi con valore massimo in evidenza



Verifica tensione massima di compressione nel cls in condizione di carico quasi permanente con valore massimo in evidenza



Verifica di tensione massima di trazione nell'acciaio in condizione di carico caratteristica (rara) con valore massimo in evidenza

Anche in questo caso le verifiche previste allo SLE risultano soddisfatte.

10. CONCLUSIONI

La presente relazione è stata redatta nel rispetto del *D.M. 14 gennaio 2008 “Nuove norme tecniche per le costruzioni”* e della *Circolare 2 febbraio 2009, n. 167 “Istruzioni per l’applicazione delle Norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2008”*.

Tutte le verifiche eseguite risultano soddisfatte secondo i livelli di sicurezza previsti dalla normativa vigente ed attestano la conformità delle strutture verificate a quanto disposto dalla stessa legislazione.

In accordo con quanto stabilito dal DM 14.01.08 (punto 10.1), il presente progetto definitivo strutturale è stato informato a caratteri di chiarezza espositiva e di completezza nei contenuti, definendo completamente l’intervento da realizzare.