



# PROVINCIA DI MODENA

Area Lavori Pubblici

Direttore Ing. Alessandro Manni

Servizio Lavori speciali Opere Pubbliche

telefono 059 209 623 fax 059 343 706

via J.Barozzi 340, 41124 Modena c.f. e p.i. 01375710363

centralino 059 209 111 www.provincia.modena.it provinciadi Modena@cert.provincia.modena.it

Servizio Certificato UNI EN ISO 9001:2008 - Registrazione N. 3256 -A-

## I.S.T.A.S. LAZZARO SPALLANZANI DI CASTELFRANCO EMILIA (MO) POSIZIONAMENTO MODULI PREFABBRICATI AD USO LABORATORI

### PROGETTO ESECUTIVO

RIFERIMENTO ELABORATO

**PE013**

**ILLUSTRAZIONE SINTETICA DEGLI ELEMENTI  
ESSENZIALI DEL PROGETTO STRUTTURALE L.R. 19/08**

PROT. n°

SCALA

DATA DICEMBRE 2016

CL.

revisione

data

descrizione

redatto

controllato

approvato

DEL

FASC.

SUB



ubicazione intervento

RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO

**Ing. Alessandro Manni**

PROGETTISTA GENERALE

**Ing. Daniele Gaudio**

PROGETTISTA STRUTTURALE DELLE FONDAZIONI

**Ing. Vincenzo Chianese**

CONSULENTE GEOLOGICO

**Dott. geol. Luca Rossi**

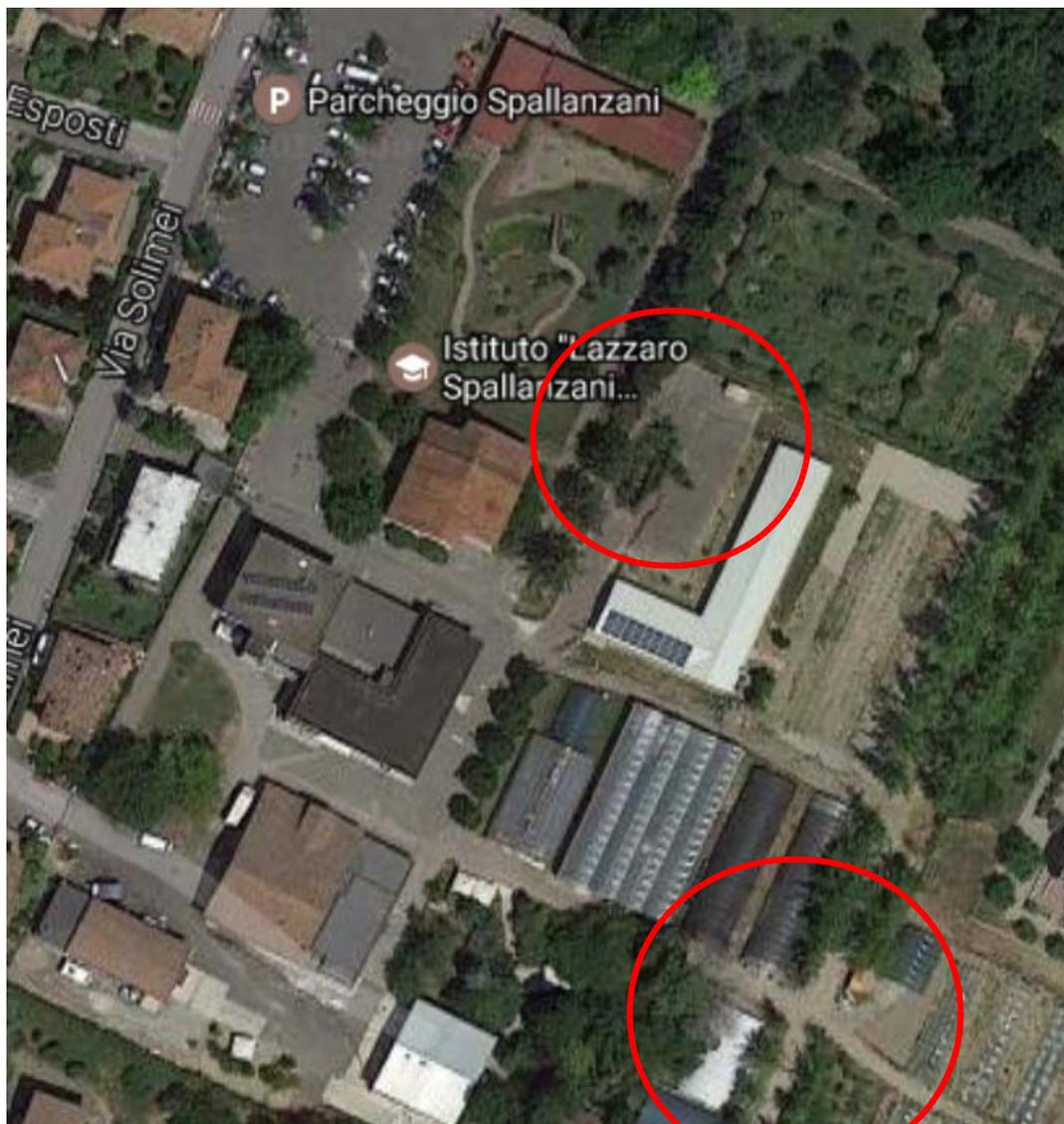
VISTO IL DIRETTORE DEI LAVORI

## Sommario

GENERALITA', DESCRIZIONE DEL CONTESTO EDILIZIO E DELLE CARATTERISTICHE GEOLOGICHE, MORFOLOGICHE E IDROGEOLOGICHE DEL SITO OGGETTO DI INTERVENTO.....	3
DESCRIZIONE GENERALE DELLE UNITA' STRUTTURALI.....	5
NORMATIVA TECNICA E RIFERIMENTI TECNICI UTILIZZATI.....	8
AZIONI SULLA COSTRUZIONE.....	8
Carichi statici.....	8
Azione del vento.....	8
Azione della neve.....	9
MATERIALI E PRODOTTI PER USO STRUTTURALE, RESISTENZA MECCANICA E DURABILITÀ.....	9
CRITERI DI PROGETTAZIONE E MODELLAZIONE.....	10
Stati limiti per carichi verticali.....	10
INDICAZIONE DELLE PRINCIPALI COMBINAZIONI DELLE AZIONI AGLI SLU E SLE.....	10
STRUTTURE.....	10
TERRENO.....	11
RAPPRESENTAZIONE DELLE CONFIGURAZIONI DEFORMATE E DELLE CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE DELLE STRUTTURE PIÙ SIGNIFICATIVE.....	12
SINTESI DELLE VERIFICHE DI SICUREZZA.....	12
GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITÀ DEI RISULTATI.....	12
CARATTERISTICHE E AFFIDABILITÀ DEL CODICE DI CALCOLO.....	12
CONSIDERAZIONI DI NATURA GEOTECNICA E SULLE FONDAZIONE.....	12
CONCLUSIONI.....	16

**GENERALITA', DESCRIZIONE DEL CONTESTO EDILIZIO E DELLE CARATTERISTICHE GEOLOGICHE, MORFOLOGICHE E IDROGEOLOGICHE DEL SITO OGGETTO D'INTERVENTO**

L'istituto scolastico "Spallanzani" sito in Via Solimei 23, a Castelfranco (MO), è di proprietà della Provincia di Modena. Esso si compone di vari edifici costruiti in epoche diverse. Gli edifici, sono individuabili in catasto al Fg.68, particelle 1227 e 1063.



*Figura: aerofoto del plesso scolastico con in riquadro rosso le aree in cui si posizioneranno i prefabbricati*

La Dirigenza dell'istituto scolastico, ha la necessità di realizzare nuovi spazi temporanei da mettere a disposizione saltuariamente agli utenti (personale) dell'azienda agraria. Dopo varie proposte ed incontri con i funzionari della provincia di Modena, ci si è rivolti a ditta specializzata produttrice e fornitrice di box prefabbricati; la ditta ha messo a disposizione alcuni box prefabbricati dismessi ad un solo piano, utilizzati in passato per l'alloggio delle persone la cui abitazione era inagibile a seguito degli eventi sismici del maggio '12. Pertanto dopo vari sopralluoghi da parte dei tecnici della Provincia presso il sito (San Felice s/P) ove attualmente sono presenti tali box, visto il buono stato manutentivo dei medesimi, si è deciso di recuperarli (nonché adeguarli con riferimento ai soli spazi interni) e spostarli presso la scuola che ha individuato l'ubicazione esatta ove sistemare i medesimi (v. fig. 1). Successivamente è stato chiesto allo staff tecnico interno della provincia di redigere apposito progetto di ricollocazione dei container con opere edili ed impiantistiche annesse.

Il sito in cui saranno ubicati tali box non è soggetto a vincoli specifici, l'intervento pertanto sarà eseguito in ottemperanza a quanto contenuto nel piano urbanistico vigente.

I box traslocabili sono del tipo modulari ed appartengono a due tipologie: tipo "2" da 45m<sup>2</sup> e tipo "3" da 60m<sup>2</sup>. Essi saranno raggruppati (assemblati) come in fig.2: in un primo lotto saranno presenti quattro box del tipo "2" ed in un altro lotto due del tipo "3". Pertanto la superficie complessiva del primo lotto è di 180m<sup>2</sup>, mentre il secondo lotto di 120m<sup>2</sup>. Tutti i box saranno sistemati su platea fondale, ma saranno in elevazione tra di loro giuntati.

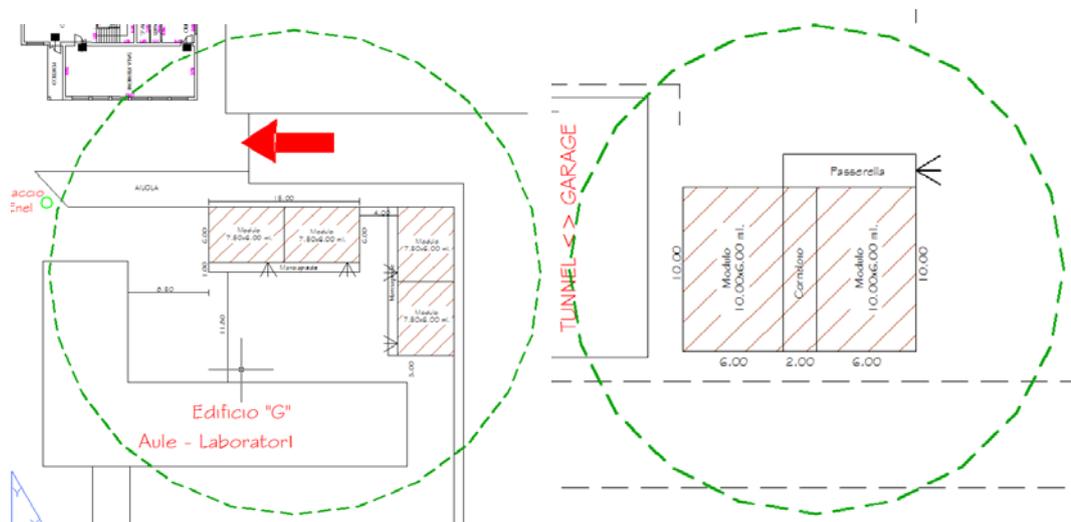


Figura 2: planimetria con disposizione dei lotti da 4x45m<sup>2</sup> e 2x60m<sup>2</sup>

La ditta costruttrice dei prefabbricati ha fornito tutte le specifiche tecniche e le certificazioni dei materiali anche con particolare riguardo agli elementi strutturali, debitamente firmati e timbrati dai rispettivi professionisti.

Dunque le strutture in elevazione saranno rimontate secondo le specifiche tecniche esistenti anche in relazione all'assemblaggio dei nodi. Da una disamina delle relazioni di calcolo dei box in possesso dell'Amministrazione, si osserva che essi sono stati elaborati considerando le azioni accidentali, ivi incluse quelle sismiche, che convenzionalmente si assumono per il Comune di San Felice sul Panaro (Mo). Pertanto una prima operazione di verifica di natura strutturale è stata quella di confrontare le azioni (neve e vento) tra il Comune di San Felice e Castelfranco, al fine di controllarne le possibili variazioni: come si vedrà in seguito tali azioni non sono variate. Per quanto concerne le azioni telluriche, trattandosi di strutture temporanee con utilizzo inferiore ai due anni, come riportato nel DM14/01/2008 al punto 2.4.1, esse non sono state considerate. In conclusione si può affermare che le strutture in elevazione sono staticamente idonee e pertanto le relazioni di calcolo acquisite dalla Provincia di Modena sono accettabili.

La progettazione ex-novo invece ha riguardato pertanto la sola platea fondale su cui tali box poggiano.

Per individuare le caratteristiche dell'area di sedime dei box prefabbricati, trattandosi di modeste strutture temporanee, è stata utilizzata una relazione geologica con sondaggi poco distanti dal sito in esame, datata settembre 2015 e redatta dal Dr Valeriano Franchi. Nella relazione geologica cui si rimanda, si capisce che il terreno è mediamente costituito da strati d'argille dense e da uno strato piuttosto compatto presente a circa 7m dal piano di campagna. Nella stessa si escludono problemi di liquefazione del terreno.

Infine si ricorda che tutti i box s'inseriscono tra strutture esistenti, ma ne sono abbondantemente distanti.

## **DESCRIZIONE GENERALE DELLE UNITA' STRUTTURALI**

Tutte le unità strutturali sono assemblate con moduli di 250cmx572cm (misure in asse), mentre i moduli terminali sono di 236cmx572cm (misure in asse): pertanto il modulo da 45m<sup>2</sup> si presenta com' assemblaggio di 1 modulo centrale e due terminali, mentre quello da 60m<sup>2</sup> due moduli centrali e due terminali. Per maggiori dettagli si rimanda alla relazione di calcolo del box ed ai disegni originali del prefabbricatore.

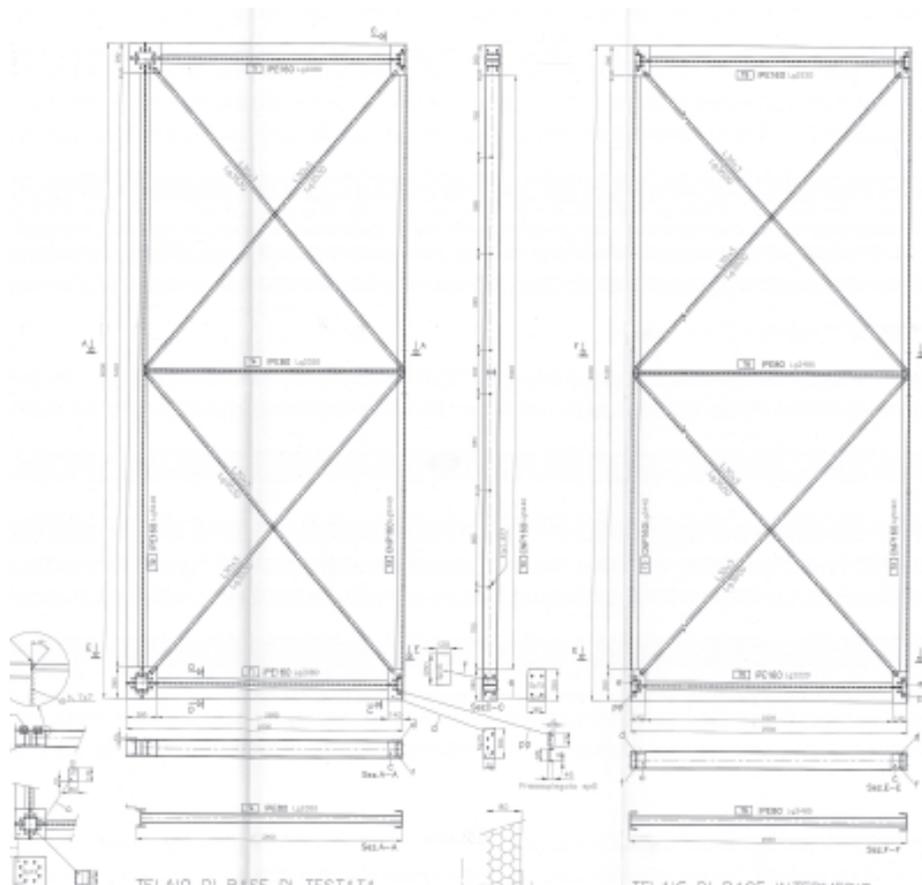
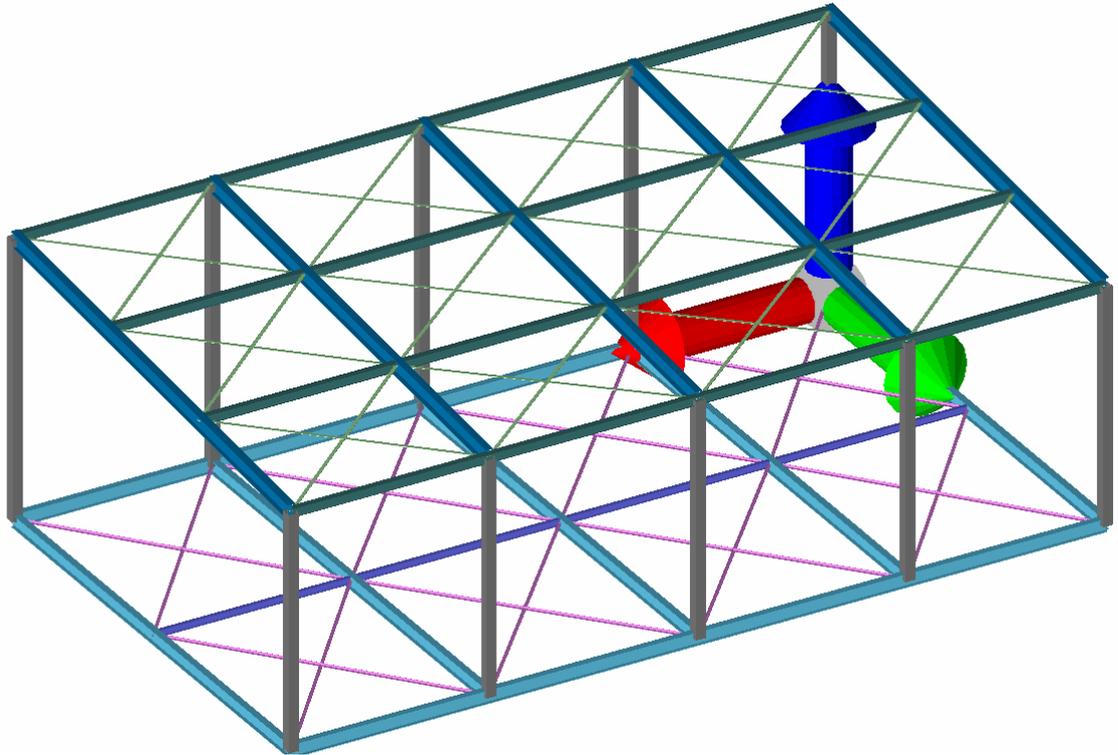


Figura 3: individuazione dei moduli centrali e terminali

Tutti i box sono ad un unico piano fuori terra. L'altezza massima al finito fuori piano è di 370cm circa. La copertura è ad un'unica falda con inclinazione di circa 6°.

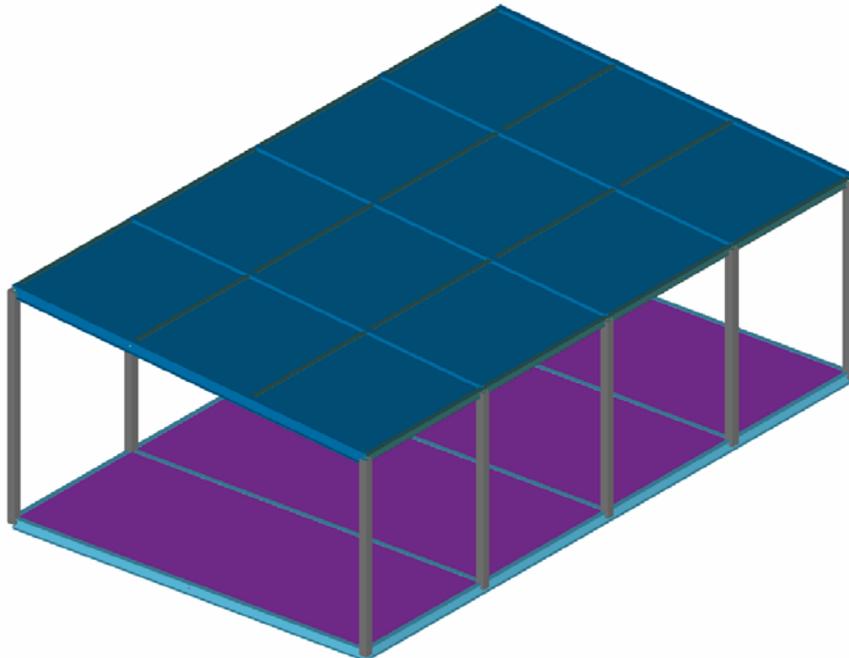
Le strutture portanti sono in acciaio del tipo S275, mentre la fondazione è del tipo a platea (cat cls. C28/35 ed armatura a doppia rete tipo B450C dello spessore minimo di 15 cm (con posa su magro sottofondazione da 5cm medio). Le sezioni delle strutture per tutti i box sono le seguenti:

- strutture verticali ( pilastri) con colonne in acciaio tubi quadri;
- strutture orizzontali principali realizzati con putrelle metalliche incernierate ai pilastri del tipo IPE;
- ulteriori elementi di controventatura in copertura e di coronamento in metallo;
- strutture metalliche controventate di base che ne migliorano il comportamento scatolare ai box strutture orizzontali al solo piano rialzato realizzate con lastre semiprefabbricate in c.a. con getto di completamento in opera.



*Figura 4: struttura del box da 60m<sup>2</sup>*

Per le componenti edili si rimanda alla relazione generale.



*Figura 5 – vista assonometrica del box da 60m<sup>2</sup>*

L'unico impalcato è quello di copertura ed è del tipo prefabbricato in pannello certificato a sorreggere le azioni della neve (1,2kN/mq). Essi poggiano direttamente sulle travi principali di copertura (IPE180). L'impalcato di copertura può essere considerato accessibile per sola manutenzione e pertanto considerato di tipo H1.

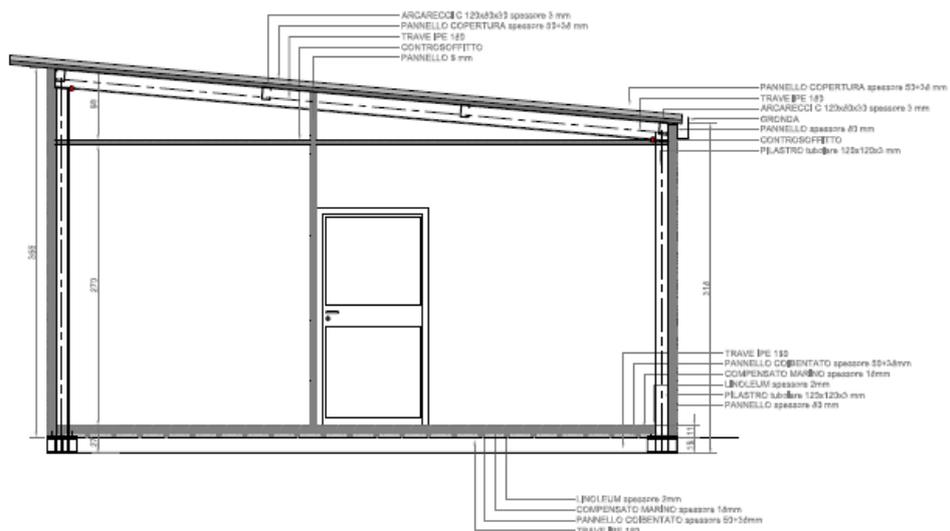


Figura 6 – sezione tipo del box prefabbricato

Come detto le strutture in elevazione sono in acciaio (tipo S275) ed organizzate in telai spaziali con vincoli cerniere (ad eccezione della base dei pilastri): gli elementi strutturali complessivamente sono dimensionati per resistere sia ad azioni orizzontali sia ai carichi verticali: si ricorda che per il caso in esame le verifiche sismiche, trattandosi d'opere temporanee, sono state omesse.

La struttura si può considerare pendolare e di tipo ipostatico con giunti a cerniera.

Nei confronti delle azioni verticali i telai sono tali da trasferire su tutta la pianta di fondazione gli effetti derivanti da essi: pertanto le travi orizzontali sono principalmente inflesse nel proprio piano e le colonne continue (ovunque profili tubolari 120-3) principalmente compresse; i nodi travi/colonna sono così soggetti prevalentemente ad azioni taglianti. Alla base dei pilastri sono presenti dei profili che migliorano il comportamento scatolare della struttura.

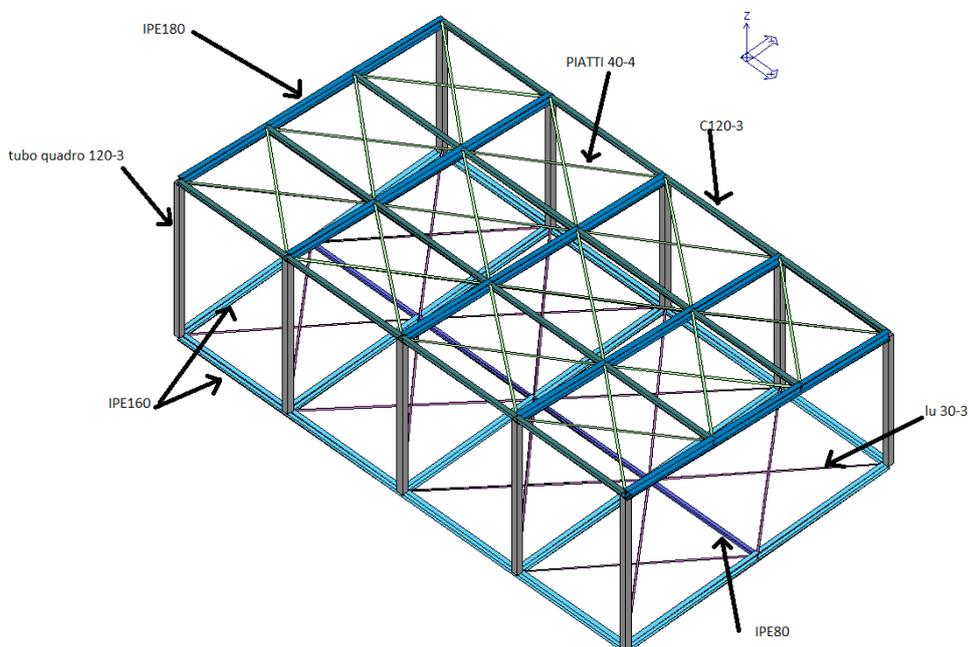


Figura 7 – profili di acciaio delle strutture del prefabbricato

## **NORMATIVA TECNICA E RIFERIMENTI TECNICI UTILIZZATI**

Il quadro normativo a cui si è fatto sistematico riferimento, è il seguente:

- ✓ D.P.R. 06 giugno 2001 n° 380 – parte II;
- ✓ Decreto del Ministero delle Infrastrutture 14 gennaio 2008 “Approvazione delle norme tecniche per le costruzioni e successive circolari applicative” “NTCo8”;
- ✓ Circolare 2 febbraio 2009, n° 617: Istruzioni per l'applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008 “Circo9”;
- ✓ Euro codici strutturali.

## **AZIONI SULLA COSTRUZIONE**

### **Carichi statici**

Per quanto attiene ai carichi di esercizio si è fatto riferimento ai carichi di cui alla relazione di calcolo del prefabbricatore, non mutando la geometria della struttura.

<b>Identificativo e descrizione</b>	<b>Cat.</b> ai sensi del D.M. '08 tab tab 3.1.II	<b>G1k [kN/mq]</b> peso proprio	<b>G2k [kN/mq]</b> peso proprio degli elementi non strutturali	<b>Qk [kN/mq]</b> azioni variabili	<b>note</b>
Solaio di copertura	H1	0,15	0,15	0,5	Nella valutazione di G1k si esclude il peso proprio delle travi secondarie, mentre G2k include il peso dei controsoffitti e tutta la struttura di supporto.
direttamente su platea	C1	0	1,2	3,0	Di concerto con la Committenza

Nei nuovi moduli non saranno presenti tramezzature interne, mentre saranno realizzate unicamente quelle perimetrali (che prudenzialmente sono state considerate di peso pari a 0,5kN/ml).

Infine, per la valutazione del peso proprio degli elementi strutturali è stato utilizzato:

$$\gamma_s = 78,50 \text{ kN/mc}$$

$$\gamma_{cls} = 2,5 \text{ kN/mc}$$

### **Azione del vento**

Le azioni statiche del vento sono costituite da pressioni e depressioni agenti normalmente alle superfici, sia esterne che interne, degli elementi che compongono la costruzione.

L'azione d'insieme, esercitata dal vento su una costruzione, è data dalla risultante delle azioni sui singoli elementi, considerando come direzione del vento, quella corrispondente ad uno degli assi principali della pianta della costruzione. Tale azione è stata convenzionalmente ricondotta ad un'azione statica  $p(z)$ :

$$p = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$$

La relazione originaria di calcolo ha utilizzato la medesima metodologia pervenendo ad un valore della pressione del vento pari a 70,3daN/m<sup>2</sup>. Tale valore è del tutto identico all'azione della pressione del vento da considerare nel comune di Castelfranco.

Di seguito si riportano i principali valori di riferimento del D.m. 14/01/2008, utilizzati per l'analisi dell'azione equivalente del Comune di Castelfranco.

<b>Zona vento</b>	$\alpha_s$ altezza sul livello del mare	$V_b(\alpha_s)$ velocità di riferimento	$q_b$ pressione cinetica di riferimento	<b>Classe di rugosità del terreno</b>	<b>Categori a di esposizione del sito</b>	$c_t$ coefficiente di tipografia	$c_d$ coefficiente dinamico
2	42m	25m/s	391 N/mq	D	II	1,0	1,0

### **Azione della neve**

In relazione originale il carico provocato dalla neve sulle coperture è stato valutato come da espressione 3.3.7 delle NTC'08:

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

dove:

$q_s$  è il carico neve sulla copertura;

$\mu_i$  è il coefficiente di forma della copertura;

$q_{sk}$  è il valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo [kN/mq], per un periodo di ritorno di 50 anni;

$C_E$  è il coefficiente d'esposizione;

$C_t$  è il coefficiente termico.

Come per il caso precedente, le azioni della neve tra i due diversi comuni non mutano come dimostrabile nel riquadro sottoriportato.

S'ipotizza che il carico agisca in direzione verticale e lo si riferisce alla proiezione orizzontale della superficie della copertura.

Di seguito si riportano i principali valori di riferimento del D.M. 14/01/2008, utilizzati per l'analisi del carico da neve del Comune di Castelfranco.

Zona neve	$\alpha_s$ altezza sul livello del mare	$q_{sk}$	$C_E$	$C_t$	Tipologia falda	$\mu_i$
I - mediterranea	42m	1,50kN/mq	1,0 (zona normale)	1,0	Tetto piano ad un'unica falda	0,8

Alla luce dei valori dianzi calcolati si è assunto un'azione uniformemente distribuita del carico neve  $q_s$  sulla copertura pari a 1,2 kN/mq, identica a quella del Comune di San Felice s/P.

### **MATERIALI E PRODOTTI PER USO STRUTTURALE, RESISTENZA MECCANICA E DURABILITÀ.**

#### **Fondazione superficiale**

La fondazione sarà del tipo gettata in opera e prevede l'utilizzo di cls in classe C25/30 ed armatura ovunque di tipo B450C. Ovunque lo spessore della piastra fondale sarà di 15 cm.

#### **Opere metalliche in elevazione**

Tutte le strutture in elevazione (pilastri, travi principali, travi secondarie, controventi, tiranti e puntoni) sono in acciaio, conformi alle norme armonizzate della serie UNI EN 1002. Conformemente alla Tabella 11.3.IX, per i laminati a caldo con profili a sezione aperta si è utilizzato un acciaio tipo S275 (ovunque gli spessori sono inferiori ai 4 cm)

$f_{yk}$  (tensione caratteristica di snervamento) = 2750 daN/cm<sup>2</sup>;

$f_{tk}$  (tensione caratteristica di rottura) = 4300 daN/cm<sup>2</sup>.

Sono previsti inoltre profili a sezione cava per i quali si prendono in considerazione le norme UNI EN 10210-1. In tal caso sarà utilizzato un acciaio tipo S275-H:

$f_{yk}$  (tensione caratteristica di snervamento) = 2750 daN/cm<sup>2</sup>

$f_{tk}$  (tensione caratteristica di rottura) = 4300 daN/cm<sup>2</sup>

Le nuove saldature, ove previste, dovranno avvenire con uno dei procedimenti all'arco elettrico codificati secondo la norma UNI EN ISO 4063: 2001. Per quanto concerne le bullonature, sono previsti unicamente bulloni ad alta resistenza, vite classe 8.8, per i quali la resistenza del bullone vale:

Per quanto non espressamente indicato si rimanda alla relazione sui materiali ed al capitolato speciale d'appalto. Si rammenta che la struttura sarà ricostruita del tutto identica a quella attualmente presente nel comune di San Felice sul Panaro.

### **CRITERI DI PROGETTAZIONE E MODELLAZIONE.**

Come detto in precedenza per le strutture in elevazione, la relazione di calcolo originaria è stata acquisita in proprietà dalla provincia di Modena. Essa rappresenta allegato progettuale. Per dettagli numerici si rimanda integralmente ad essa ricordando le azioni per carichi statici non sono mutati. Inoltre avendo la struttura carattere di temporaneità, non sono state considerate le azioni sismiche.

Per la progettazione della platea fondale è stata approntata una modellazione del tipo beam (simulante le strutture in elevazione) e shell (quest'ultima utile per modellare la platea fondale). Il modello ricreato è stato realizzato per il solo box di 60m<sup>2</sup> che riporta sollecitazioni superiori. Inoltre la platea modellata è stata considerata come impronta del solo box, mentre nella realtà sarà realizzata leggermente superiore, il tutto a vantaggio di statica. Tale modello è stato utilizzato anche come validazione di calcolo al progetto originario, come meglio indicato di seguito, in quanto è stato confrontato il nuovo stato di sollecitazione con quelle di progetto.

### ***Stati limiti per carichi verticali***

Le nuove opere strutturali (platea) sono state verificate con particolare riferimento a quanto contenuto nel cap.4 delle norme tecniche '08:

- a) per gli stati limite ultimi, in conseguenza alle diverse combinazioni delle azioni (SLU A1 approccio 1);
- b) per gli stati limite d'esercizio definiti in relazione alle prestazioni attese ( SLE rare frequenti e permanenti).

Si rimanda al seguito per i dettagli delle verifiche eseguite.

### **INDICAZIONE DELLE PRINCIPALI COMBINAZIONI DELLE AZIONI AGLI SLU E SLE.**

Le verifiche agli stati limite sono state eseguite, per tutte le più gravose condizioni di carico che possono agire sulla struttura, valutando gli effetti delle combinazioni con i coefficienti che seguono.

Nelle verifiche agli stati limite ultimi sono stati considerati esclusivamente:

- lo stato limite di resistenza della struttura, compresi gli elementi di fondazione: STR
- lo stato limite di resistenza del terreno: GEO

#### Strutture

Ai fini delle verifiche degli stati limite sono state definite le seguenti combinazioni delle azioni.

- Combinazione fondamentale, (SLU):  
$$\gamma_{G1} \times G_1 + \gamma_{G2} \times G_2 + \gamma_{Q1} \times Q_{k1} + \gamma_{Q2} \times \psi_{02} \times Q_{k2} + \gamma_{Q3} \times \psi_{03} \times Q_{k3} + \dots$$
- Combinazione caratteristica (SLE rara):  
$$G_1 + G_2 + Q_{k1} + \psi_{02} \times Q_{k2} + \psi_{03} \times Q_{k3} + \dots$$
- Combinazione frequente, (SLE):  
$$G_1 + G_2 + \psi_{11} \times Q_{k1} + \psi_{22} \times Q_{k2} + \psi_{23} \times Q_{k3} + \dots$$
- Combinazione quasi permanente (SLE):  
$$G_1 + G_2 + \psi_{21} \times Q_{k1} + \psi_{22} \times Q_{k2} + \psi_{23} \times Q_{k3} + \dots$$

Nelle combinazioni per SLE, sono stati omessi i carichi  $Q_{kj}$  che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche.

I valori dei coefficienti parziali di sicurezza  $\gamma_{Gi}$  e  $\gamma_{Qj}$  sono coerenti con quanto indicato nel § 2.6.1, Tab. 2.6.I delle NTC'08.

**Tabella 2.6.I** – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

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

<sup>(1)</sup>Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare per essi gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Nella tabella seguente si riportano i valori dei coefficienti di combinazione adottati per i vari stati limiti.

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

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

#### Terreno

Per quanto concerne le verifiche geotecniche, le relative verifiche di sicurezza agli stati limite ultimi (SLU) e le analisi relative alle condizioni di esercizio (SLE) sono state svolte rispettivamente nel rispetto del par. 6.2.3.1 e 6.2.3.3 delle NTC'08.

In particolare, per la verifica agli SLU, è stato adottato l'approccio tipo 1 e pertanto sono state considerati le due combinazioni:

Combinazione 1: (A1+M1+R1)  
 Combinazione 2: (A2+M2+R2)

Le verifiche hanno riguardato il collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno - solo comb. 02 coeff. (A<sub>2</sub>+M<sub>2</sub>+R<sub>2</sub>) - ed il collasso per scorrimento sul piano di posa.

#### Coefficienti adottati nelle diverse combinazioni di carico

Combinazione 1: (A1+M1+R1)

$\gamma_{G1} = 1,3$   $\gamma_{G2} = 1,5$   $\gamma_Q = 1,5$

$\gamma_M = 1,0$

$\gamma_{R1} = 1,0$

Combinazione 2: (A2+M2+R2)

$\gamma_{G1} = 1,0$   $\gamma_{G2} = 1,3$   $\gamma_Q = 1,3$

$\gamma_\phi = 1,25$   $\gamma_c = 1,25$   $\gamma_{cu} = 1,40$   $\gamma_\gamma = 1,0$

$\gamma_{R2} = 1,8$  (per verifiche SLU carico limite)  
 $\gamma_{R2} = 1,1$  (per verifiche SLU scorrimento)

### **RAPPRESENTAZIONE DELLE CONFIGURAZIONI DEFORMATE E DELLE CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE DELLE STRUTTURE PIÙ SIGNIFICATIVE.**

Si rimanda alla relazione di calcolo originaria allegata

### **SINTESI DELLE VERIFICHE DI SICUREZZA**

Si rimanda alla relazione di calcolo originaria allegata

### **GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITÀ DEI RISULTATI.**

Il modello adoperato per la modellazione della platea fondale è stato utilizzato anche per valutare il comportamento delle strutture in elevazione al fine di confrontarlo con i risultati di cui alla relazione di calcolo del prefabbricatore. Si ricorda che il modello della relazione prevedeva anche le azioni sismiche e l'involuppo delle sollecitazioni e risultano maggiori come risulta dal prospetto di cui all'allegato numerico cui si rimanda.

### **CARATTERISTICHE E AFFIDABILITÀ DEL CODICE DI CALCOLO.**

La nuova modellazione è stata eseguita con il software Prosap. Di seguito si indicano l'origine e le caratteristiche dei codici di calcolo utilizzati riportando titolo, produttore e distributore, versione, estremi della licenza d'uso:

Titolo: PRO\_SAP Professional Structural Analysis Program  
Versione: PROFESSIONAL  
Produttore-Distributore: 2S.I. Software e Servizi per l'Ingegneria s.r.l., Ferrara  
Codice Licenza: Licenza dsi2305

Un attento esame preliminare della documentazione a corredo del software ha consentito di valutarne l'affidabilità e soprattutto l'idoneità al caso specifico. La documentazione, fornita dal produttore e distributore del software, contiene una esauriente descrizione delle basi teoriche e degli algoritmi impiegati, l'individuazione dei campi d'impiego, nonché casi prova interamente risolti e commentati, corredati dei file di input necessari a riprodurre l'elaborazione: 2S.I. ha verificato l'affidabilità e la robustezza del codice di calcolo attraverso un numero significativo di casi prova in cui i risultati dell'analisi numerica sono stati confrontati con soluzioni teoriche.

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

### **CONSIDERAZIONI DI NATURA GEOTECNICA E SULLE FONDAZIONE.**

La fondazione a platea è stata calcolata con solo riferimento alle azioni statiche ed utilizzando le informazioni di cui alla relazione geologica.

#### **verifica geotecnica collasso per carico limite ( approccio 1)**

La verifica è ovunque soddisfatta in quanto nella platea fondale non si supera mai la pressione limite valutata secondo la teoria di Hansen ed in ipotesi di condizione drenata.

combinazione	pressione limite [daN/cm <sup>2</sup> ]	pressione massima [daN/cm <sup>2</sup> ]	verifica
slu -a1 - 21	1,19	0,16	OK

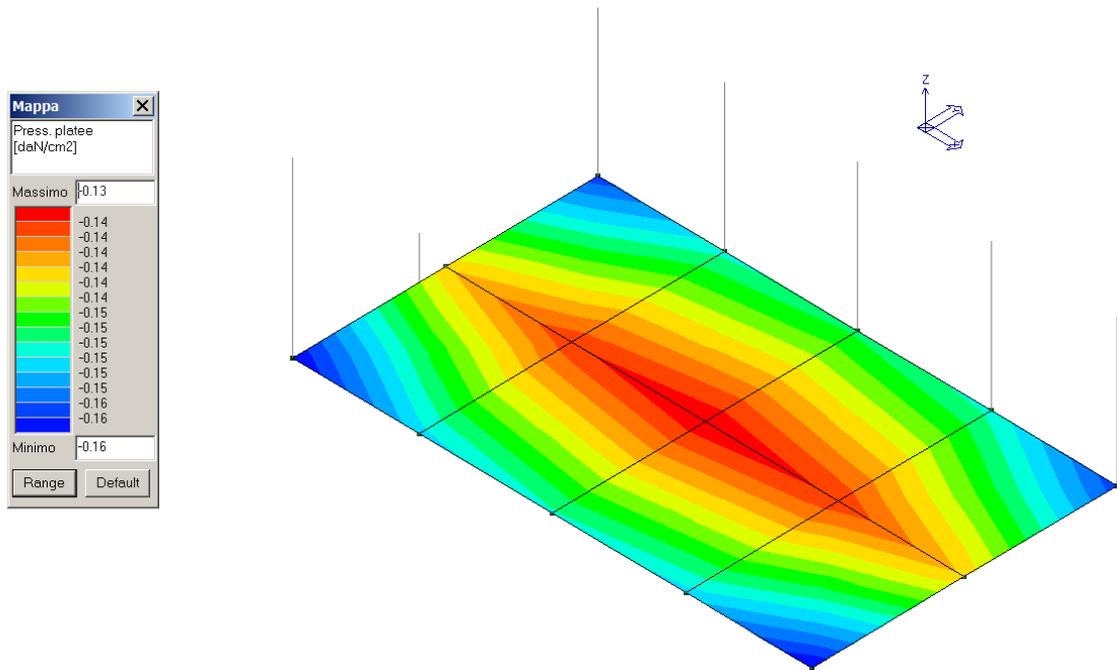


Fig 8: pressione massima a suolo nelle combinazioni di carico più gravose slv ( $p_{max} = 0,16 \text{ daN/cm}^2$ )

### Verifica dei cedimenti

La valutazione dei cedimenti è stata svolta con la teoria di Poulos e Davis e di Winckler.

stato limite considerato	cedimento [mm] come da modellazione teoria di Poulos e Davis	cedimento [mm] - come da modellazione teoria di Bowles-Winckler
	sle	0,60

I relativi cedimenti differenziali massimi (calcolato come differenza tra il massimo ed il minimo cedimento nelle diverse combinazioni) e relative distorsioni rispettano i limiti come indicato nella tabella che segue.

stato limite considerato	cedimento differenziale da calcolo max [mm]	massimo cedimento differenziale ammesso (teoria di di Holtz) [mm]	distorsione angolare massima di calcolo su luce di 236cm	limite distorsione angolare massima (teoria di Bjerrum)	limite distorsione angolare massima (secondo teoria di Holtz)	limite distorsione angolare massima (teoria di Bjerrum-Skempton-Mc Donald per strutture con diagonali)
sle	$1,35 - 1,10 = 0,25 \text{ mm}$	$(50 \div 100) > 1,35$ (ok)	$0,13 / 500 = 0,15 / 600$	$1,00 / 500$	$1,00 / 500$	$1,00 / 600$

### VERIFICHE OPERE IN C.A.

Le opere in c.a.o (a comportamento non duttile) sono ovunque soddisfatte come di seguito riportato.

#### *Verifiche di resistenza slv*

Di seguito in maniera graficizzata le verifiche a pressoflessione nelle platea di fondazione. █

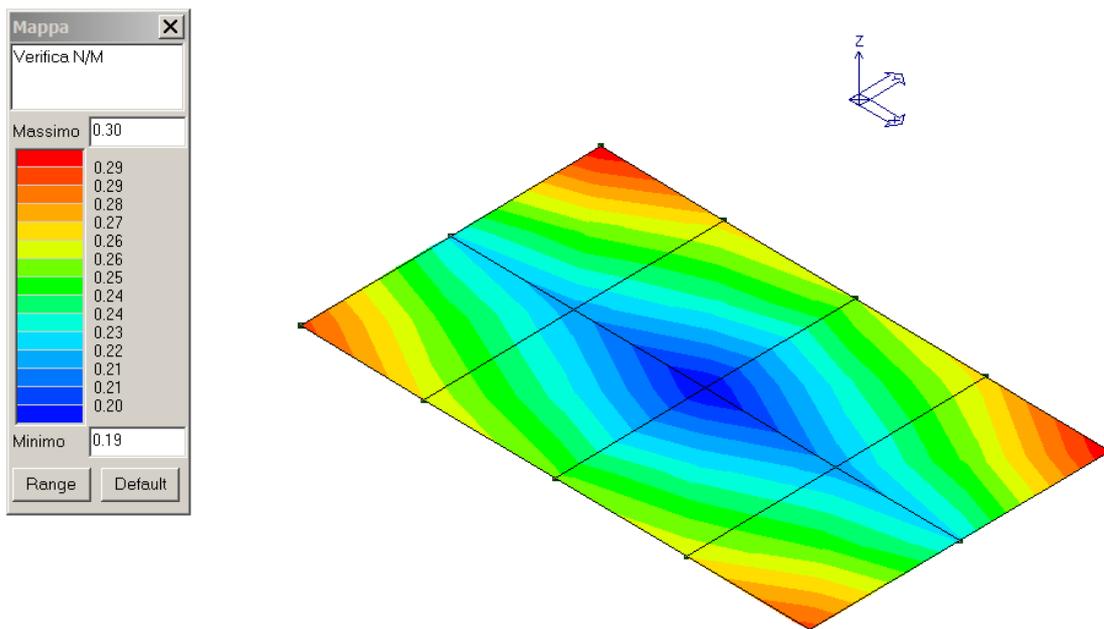


Fig 09: verifica a pressoflessione piastra fondale (0,30<1,00 ok)

### Verifiche di resistenza sle

#### Verifica di fessurazione

Si considera come limite che la fondazione sia in condizioni ambientali ordinarie tipo XC2 - cls asciutto o permanentemente bagnato (classe resistenza min C25/30) - secondo le indicazioni delle norme UNI EN 206-1 e NTC '08); pertanto la verifica a fessurazione rispetta il gruppo di esigenza di tipo "a", che si traduce (armature poco sensibili) nella sola verifica delle aperture delle fessure:

$w_d \leq w_3 = 0,4\text{mm}$  (comb frequente)

$w_d \leq w_2 = 0,3\text{mm}$  (comb quasi permanente)

Le fessure sono praticamente inesistenti e del tutto trascurabili e pertanto le verifiche sono soddisfatte.

#### Verifica delle tensioni di esercizio

La massima tensione di compressione del calcestruzzo  $\sigma_c$ , rispettare la limitazione seguente:

$\sigma_c < 0,60 f_{ck}$  per combinazione caratteristica (rara)

$\sigma_c < 0,45 f_{ck}$  per combinazione quasi permanente.

Per l'acciaio la tensione massima,  $\sigma_s$ , per effetto delle azioni dovute alla combinazione caratteristica rispetta la limitazione seguente:

$\sigma_s < 0,8 f_{yk}$ .

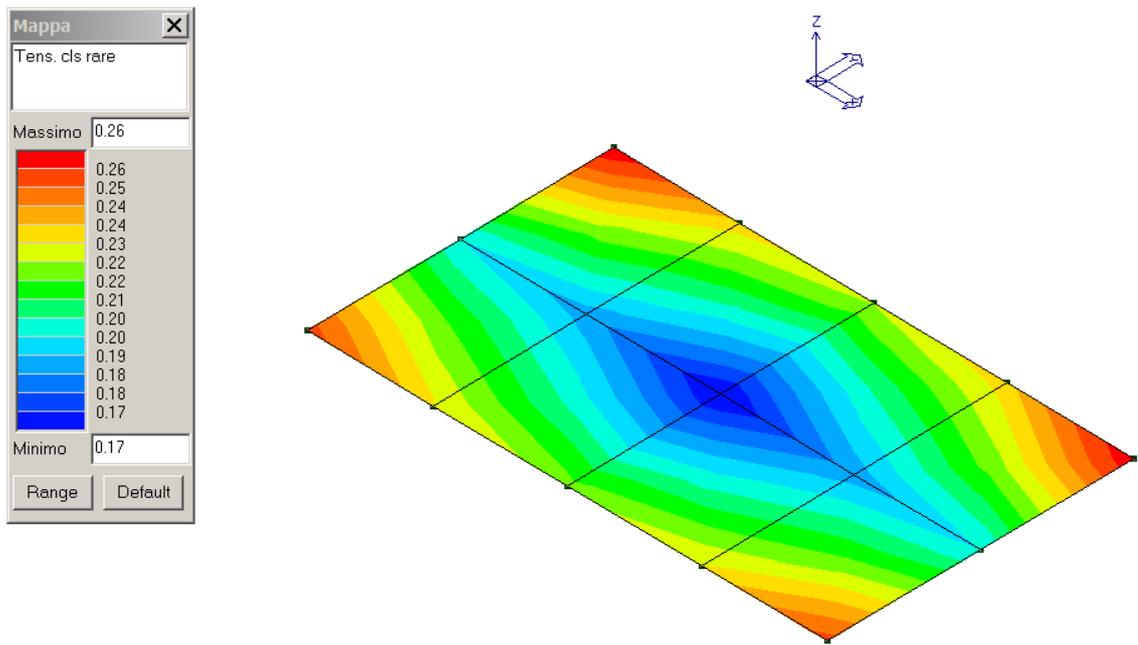


Fig 10: verifica tensione in esercizio cls comb rara ( verifica ok  $0,26 < 1$ )

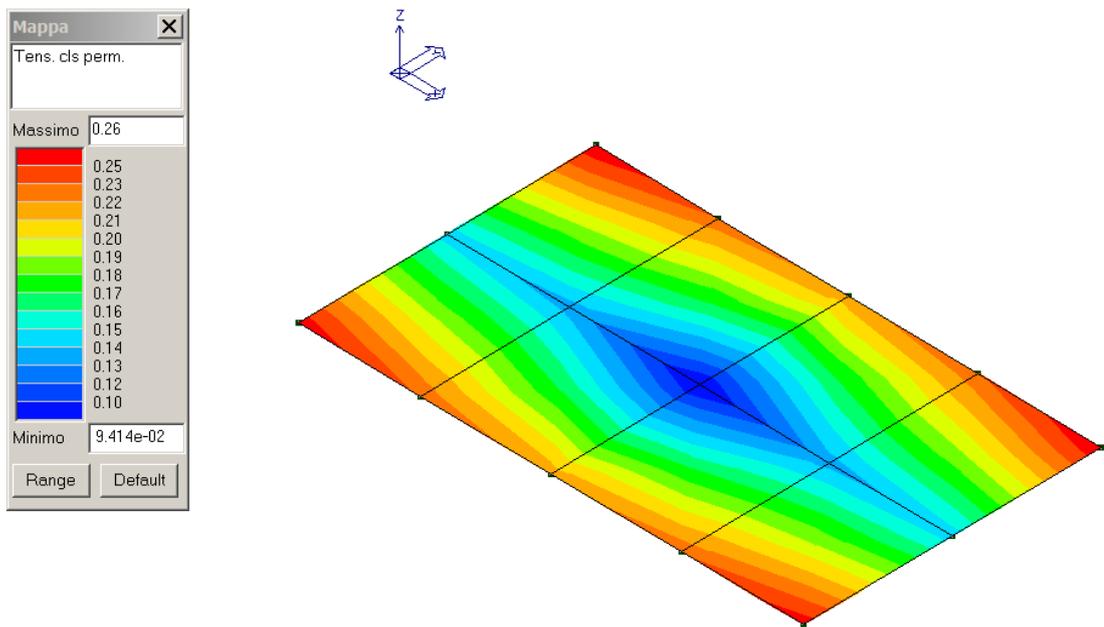


Fig 11: verifica tensione in esercizio cls comb permanente ( verifica ok  $0,26 < 1$ )

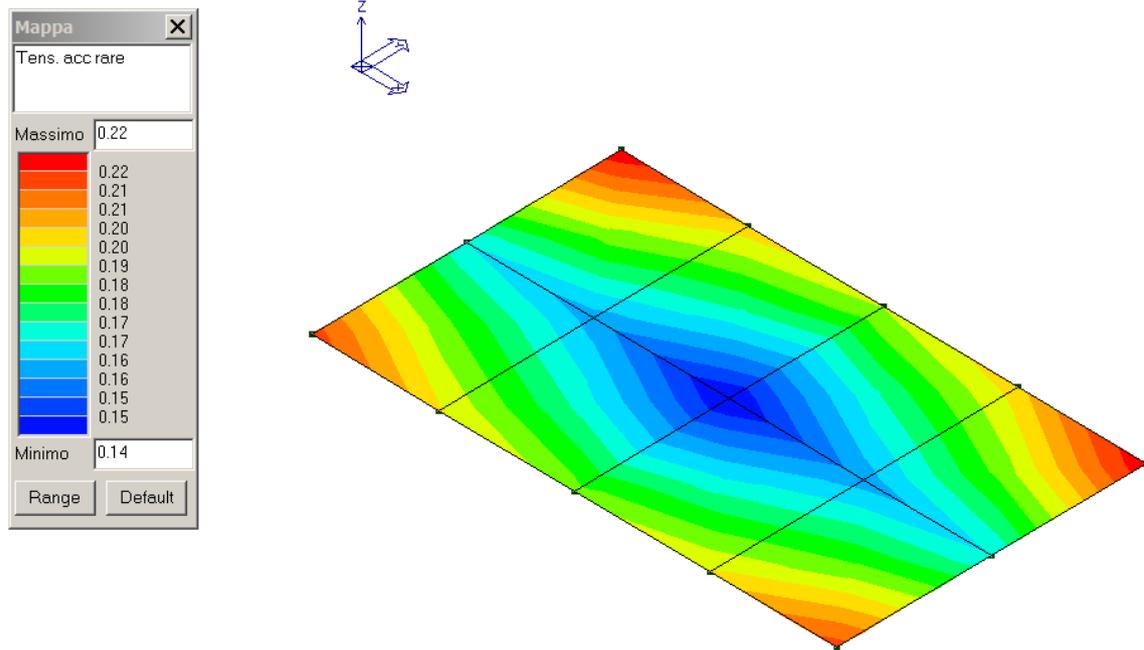


Fig 12: verifica tensione acciaio comb rara (verifica ok  $0,22 < 1$ )

## **CONCLUSIONI**

Alla luce di quanto esposto, la ricollocazione dei box prefabbricati modulari dal Comune di San Felice sul Panaro nelle aree interne al plesso dello Spallanzani di Castelfranco, sono del tutto fattibili essendo le strutture in esame staticamente idonee.

La sicurezza strutturale è condizione sufficiente affinché le strutture del box vengano rimontate e/o riassemblate alle stesse condizioni di cui agli elaborati grafici e relazioni fornite dal prefabbricatore; sarà cura della D.L. e dell'impresa fornire le opportune certificazioni del caso nel caso siano sostituiti alcuni degli elementi che durante le operazioni il DI dovesse ritenere opportuno.

Le nuove platee fondali sono idonee a contenere le azioni derivanti dalle strutture in elevazione.

Infine si rammenta che trattasi di strutture temporanee (tempo di utilizzo inferiore ai due anni) destinate saltuariamente agli utenti dell'azienda agraria; conseguentemente la resistenza degli elementi strutturali al sisma non è stata considerata.

Il progettista delle strutture

**Ing. Vincenzo Chianese**