

PROGRAMMA PER LA RIQUALIFICAZIONE URBANA E LA SICUREZZA  
DELLA PERIFERIA NORD DELLA CITTA' - FASCIA FERROVIARIA

Programma straordinario di intervento per la Riqualificazione  
Urbana e la Sicurezza delle Periferie delle Città metropolitane e  
dei Comuni Capoluogo di Provincia - DPCM 25 maggio 2016



PROGETTO DEFINITIVO

Modena Innovation Hub e Data Center

**E. 01S**

Aprile\_2017

PROGETTO STRUTTURALE

Relazione

Responsabile unico del Programma: dott. Giuseppe Dieci

Responsabile del Monitoraggio: ing. Maria Sergio

Responsabile del Procedimento: arch. Pietro Morselli

**Gruppo di lavoro:**

Progetto architettonico: **Arch. Ilaria Braidà**

Progetto strutturale: **Ing. Laurent Marini**

Impianti elettrici: **p.i. Marco Greco**

Impianti termomeccanici: **p.i. Francesco Ricci**

Collaboratori: **Geom. Giorgia Torricelli**

Addetto alla progettazione: **Geom. Daniele Venturelli**

## 1. INTRODUZIONE

La seguente relazione espone i contenuti del progetto definitivo strutturale del nuovo edificio denominato Modena Innovation Hub e Data Center da realizzarsi a Modena in Via Triva, nel quartiere della Sacca.

## 2. NORMATIVA

[1] DM 14 gennaio 2008. Norme Tecniche Italiane per le costruzioni.

[2] 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.

## 3. DESCRIZIONE GENERALE DELL'EDIFICIO

L'edificio ha sostanzialmente due piani fuori terra. Ciascun piano ha superficie in pianta pari a circa 1040m<sup>2</sup>. I livelli dei piani sono collocati rispetto al piano campagna, posto a quota -0.10m, a +0.00 il piano terra, +4.15 il primo piano e +8.02m il piano copertura.

Per quanto riguarda le funzioni: al piano terra sono ricavati degli spazi dell'innovation hub, i quali si possono configurare da punto di vista strutturale come Uffici aperti al pubblico. Il primo piano è destinato al Data Center quindi (partendo dalla destra dell'edificio): locali destinati agli impianti (centrale termica, locale bombole impianto di spegnimento a gas; le due stanze dove sono installati gli armadi server ed infine i locali destinati a servizi e uffici per la gestione del Data Center. Quest'ultimi si possono definire uffici non aperti al pubblico.

La copertura è piana ed accessibile da un vano scala posto sulla destra dell'edificio.

Un'analisi esaustiva dei carichi agenti è riportata nel Cap. 8.

## 4. DESCRIZIONE GENERALE DELLE STRUTTURE

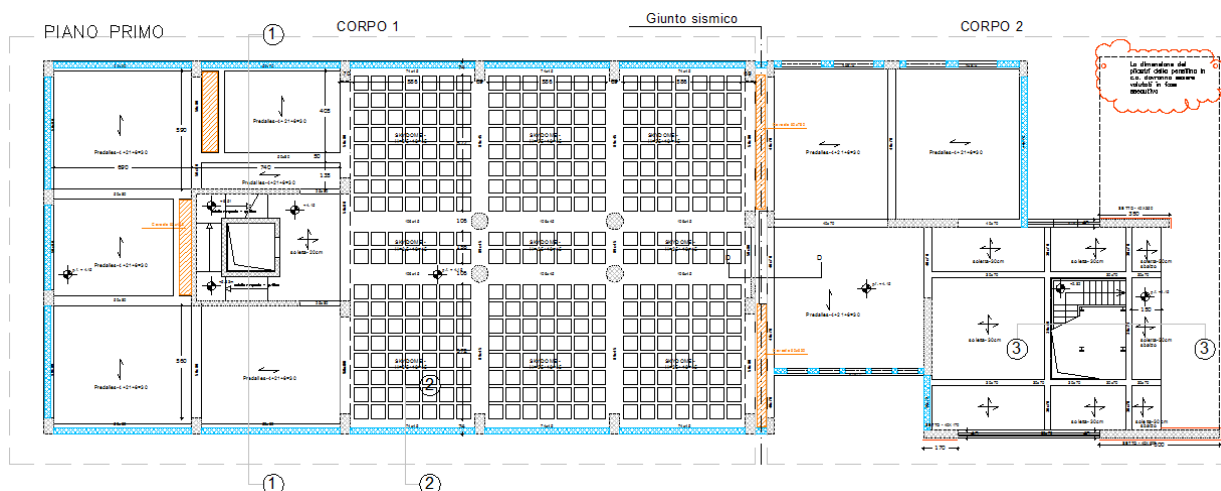
La struttura dell'edificio sarà realizzata in elementi in opera in cemento armato.

Si è ritenuto opportuno separare l'edificio in due unità strutturali, indipendenti in elevazione ma con fondazioni comuni. Questo sostanzialmente per due motivi:

- Ottenere dalla separazione strutturale due edifici di caratteristiche geometriche e funzionali il più possibile regolari, in modo da minimizzare gli effetti torsionali che si generano nella struttura in fase sismica. In altri termini in modo che il centro di rigidezza dell'edificio risulti il più possibile coincidente con il centro di massa. La parte destra dell'edificio, denominata nel progetto Corpo 1, è sede infatti di funzioni che comportano carichi elevati: i locali destinati agli impianti, la sala server. In copertura le macchine UTA di condizionamento. Il Corpo 2 invece presenta carichi di entità nettamente inferiore al primo: uffici non aperti al pubblico al primo piano e copertura senza la presenza di impianti.

- Dal punto di vista del calcolo avere due edifici distinti comporta una notevole semplificazione del modello strutturale e di calcolo. Si avranno dunque due modelli strutturali indipendenti ad eccezione delle fondazioni che avranno alcuni elementi in comune.

Un'immagine esaustiva dei due corpi è mostrata del seguito:



Da notare che il Corpo 1 presenta in posizione abbastanza baricentrica un nucleo scala e ascensore realizzato con setti in c.a. di spessore 25cm il quale avrà il compito di assorbire sforzi di taglio derivanti dell'azione sismica. Tale elemento presenta infatti grande rigidezza nelle due direzioni.

Nel Corpo 2 invece l'azione sismica verrà assorbita principalmente dai setti, di spessore 40cm, che circoscrivono l'area dell'ingresso.

Il corpo 2 avrà un vano scala ed ascensore realizzato con carpenteria metallica, questo sarà completamente indipendente dalle altre strutture. Per questo sarà realizzato un modello di calcolo indipendente dagli altri.

Per quanto riguarda le fondazioni è stato scelto un sistema di tipo superficiale: travi rovesce e platee per i due vani scala. Il valore dalla resistenza meccanica dei terreni desunti dalle prove geologiche di cui all'elaborato E.02S, e dai carichi complessivi delle strutture non hanno infatti giustificato l'utilizzo di fondazioni profonde su pali.

Per i solai abbiamo sostanzialmente 3 tipologie:

- Solai bidirezionali tipo Skydome, cioè realizzati con casseri in abs riutilizzabili con nervature in direzioni ortogonali. Tali solai sono stati scelti per il Corpo 1 nel locale server ed in copertura per via degli importanti carichi di progetto. Il fatto di avere solai bidirezionali comporta una distribuzione dei carichi sulle travi in modo più omogeneo e quindi sostanzialmente di non avere travi molto caricate ed altre meno il che avrebbe comportato una asimmetria della geometria d'insieme del fabbricato.  
Questo sistema presenta una finitura particolarmente gradevole all'intradosso la quale si adattata perfettamente alle esigenze architettoniche della sala al piano terra.



- Solai monodimensionali di tipo Predalles, nel Corpo 1 nei solai dei locali tecnici e nel Corpo 2 negli uffici e servizi.
- Solai con soletta piena in opera irrigiditi da travi nelle due direzioni nell'atrio del Corpo 1. Questa tipologia di solaio è stata scelta per il fatto di avere importanti luci (circa 10m) e una geometria che poco si prestava ad un sistema tradizionale con Predalles. Nello sviluppo del progetto esecutivo si potrà valutare la possibilità di realizzare al posto di una soletta piena una soletta alleggerita con sistema di casseri annegati nel getto. Da evidenziare che per questi spazi è richiesto per questioni funzionali un controsoffitto, per cui l'utilizzo del sistema Skydome (più caro rispetto alla soletta piena) non sarebbe stato economicamente vantaggioso.

Un elemento abbastanza particolare che andrà studiato nel dettaglio nel progetto esecutivo, eventualmente con modelli di calcolo ad hoc, è la pensilina del corpo 1 di cui si mostra un'immagine. Per questo elemento è stata ipotizzata una soletta piena di 30cm; i pilastri circolari di diametro 30cm. Il fatto di alleggerire la soletta potrà comportare una riduzione del diametro dei pilastri (gradita all'architetto) così come si potrà prevedere degli irrigidimenti in corrispondenza degli appoggi della soletta ai setti perimetrali.

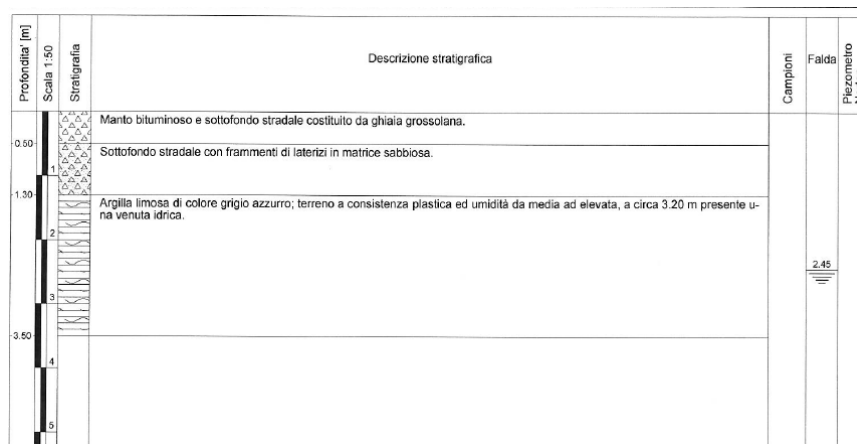


## 5. GEOLOGIA

E' stata condotta sul sito di costruzione dell'edificio una prima indagine geologia che ha consistito in due penetrometriche statiche CPTU con piezocono, spinte ad una profondità di 23/24m fino ad intercettare lo strato di ghiaia di base, per la determinazione della stratigrafia dei terreni e delle principali caratteristiche meccaniche degli stessi. I dettagli di queste indagini è riportato nel documento E.02S.







- Da -1.30 Fino a -3.5m abbiamo delle argille di media consistenza: (Su nei tabulati)  $C_u = 50/60$  Kpa
- E' stata rilevata a circa -3.5m per circa 1m una lente di materiale argilloso/organico di basse caratteristiche meccaniche. Resistenza non drenata (Su nei tabulati)  $C_u = 15/20$  kPa.
- Negli strati più profondi la resistenza meccanica dei terreni aumenta assestandosi ad un valore della  $C_u$  a circa  $= 40/50$  Kpa

Nelle ulteriori indagini previste nell'area sarà approfondita la conoscenza dello strato rilevato di materiale con basse caratteristiche meccaniche, con prove dirette a taglio e edometriche.

Saranno in fase di analisi valutati con accuratezza i valori stimati dei cedimenti indotti dai carichi trasmessi dalla fondazione al terreno ed uniformate le pressioni di contatto in modo ridurre il più possibile i cedimenti differenziali della struttura o in altri termini vista la rigidità insita nella geometria delle fondazioni di ridurre le sollecitazioni sulle stesse.

Dal punto di vista sismico, per la caratterizzazione del terreno, si fa riferimento ad una prova MASW condotta per la realizzazione della scuola Marconi, la quale sorge a poco distanza dall'edificio oggetto di progettazione. Per i dettagli della prova si può fare riferimento al documento E02.S.

Il terreno è di categoria C secondo le NTC2008.

**$V_{s30} = 210 \text{ m/s}$**

In base alla normativa vigente, il suolo di fondazione appartiene alla:

**categoria " C "**

*"Depositi di sabbie e ghiaie mediamente addensate, o di argille di media consistenza".*

## 6. AZIONE SISMICA

I dati principali dell'azione sismica sono riportati nella tabella che segue:

The screenshot shows the 'Sisma' software interface with the following parameters:

- Zona Sismica:** Provincia: Modena (MO), Comune: Modena, Sismicità: ☐ 3: bassa, Codice sismicità: ☐ 3, Latitudine: [°] 44.65793, Longitudine: [°] 10.933257.
- Risposta locale sisma:** Categoria Sottosuolo: C: 180m/s < Vs,30 < 360m/s, Categoria Topografia: T1: Pianeggiante (i < 15°), Posizione Pendio[Rilievo]: ☐ 0=Base 1=Sommità.
- Fattore di struttura:** Duttilità: B: Bassa duttilità, Regolarità altezza: Regolare, Regolarità pianta: Regolare, Tipologia Dir X: Telai più piani e più campate, Tipologia Dir Y: Telai più piani e più campate.
- Fattori di struttura:** qx: ☐ 3.9, qy: ☐ 3.9, qz: ☐ 1.5, Smorzamento viscoso:  $\xi$ [%] ☐ 5.
- Periodo di riferimento:** Vita nominale [anni]: 50.0, Classe uso: IV: Costruzione Strategica, Periodo di riferimento TR [anni]: ☐ 100.
- Parametri  $ag, Fo, Tc^*$ :**

	Pvr [%]	Tr	$ag/g$	$Fo$	$Tc^* [s]$
SLO	<input type="checkbox"/> 81	60	<input type="checkbox"/> 0.065	2.49	0.273
SLD	<input type="checkbox"/> 63	101	<input type="checkbox"/> 0.081	2.48	0.279
SLV	<input type="checkbox"/> 10	949	<input type="checkbox"/> 0.213	2.45	0.287
SLC	<input type="checkbox"/> 5	1950	<input type="checkbox"/> 0.274	2.42	0.294
- Quota zero sismico:** Quota zero sismico [m]: 0.
- Liquefazione terreno:** Magnitudo di riferimento: ☐ 6.3401.

Il dato fondamentale alla base della definizione dell'azione sismica è la classe d'uso dell'edificio. In questo caso è stato scelto in accordo con l'Amministrazione di definire la costruzione come strategica (Classe d'uso IV) di cui si riporta la definizione integrale delle NTC2008:

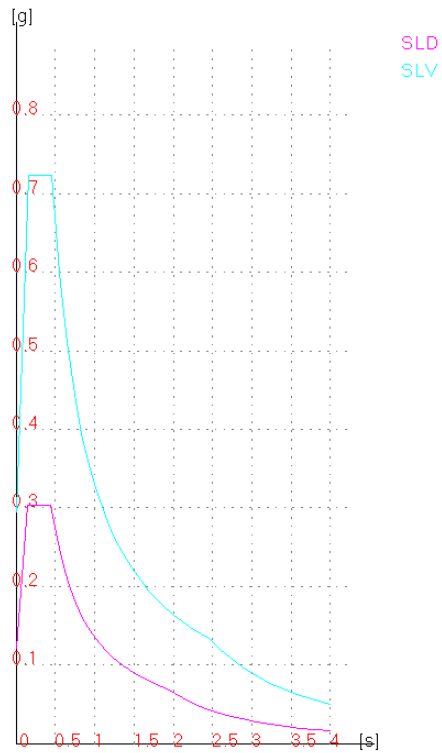
**Classe IV:** Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Questo è dovuto al fatto che il Data Center ospiterà i server dell'Amministrazione Comunale di Modena. Tali apparecchiature dovranno funzionare senza interruzione in caso di calamità.

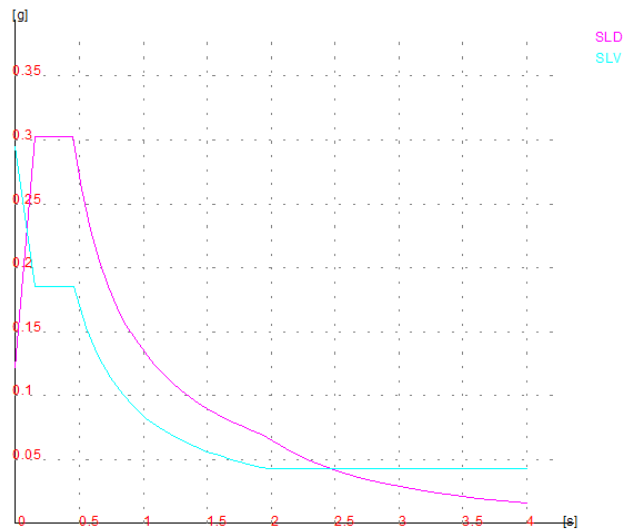
Il fattore di struttura sarà uguale sia per il Corpo 1 che il Corpo 2 e sarà pari a :  $q = 3.9$ , considerando un comportamento a bassa duttilità CDB della struttura, essendo le costruzioni regolari in pianta ed in elevazione e con sistemi resistenti costituiti da telai a più campate.

Di seguito alcune immagini degli spettri elastici e di progetto, per gli stati limiti SLV (stato limite di salvaguardia della vita, SLD stato limite di danno):

## SPETTRO ELASTICO



## SPETTRO DI PROGETTO $q = 3.9$



## 7. MATERIALI

Calcestruzzo per fondazioni, travi, pilastri ( non facciavista), setti e solai:  
 C27/35:

Calcestruzzo - 1

- Produzione calcestruzzo: Ordinaria
- Valore di  $f_{bd}$  riferito a barre  $\Phi \leq 32\text{mm}$

Classe	$f_{ck}$ [MPa]	$\alpha_{cc}$	$\gamma_{cls}$	$E_{cm}$ [MPa]	$f_{cd}$ [MPa]	$f_{ctm}$ [MPa]	$f_{ctk}$ [MPa]	$f_{ctd}$ [MPa]	$f_{cfm}$ [MPa]	$f_{bk}$ [MPa]	$f_{bd}$ [MPa]	$\epsilon_{c2}$	$\epsilon_{cu}$	$\sigma_{c,Rara}$ [MPa]	$\sigma_{c,QP}$ [MPa]
C28/35	28,00	0,85	1,50	32.308	15,87	2,77	1,94	1,29	3,32	4,36	2,91	0,00200	0,00350	16,80	12,60

Calcestruzzo a prestazione garantita secondo UNI EN 206-1

- Cemento conforme alla norma EN 197-1
- Diametro massimo barre di armatura,  $\Phi_{max} = 14\text{ mm}$
- Aggregati normali conformi alla norma UNI EN 12620,  $D_{max} = 20\text{ mm}$
- Interferro minimo  $d_{bars} = 25\text{ mm}$
- Acqua di impasto conforme alla norma EN 1008
- Additivi conformi alla norma EN 934-2

Classe esposizione	Minima classe di resistenza	Rapporto $(A/C)_{max}$	Slump	Quantità minima cemento $[\text{kg/m}^3]$	Contenuto minimo aria	Altro
XC3	C28/35	0.55	S3	320	-	-

Calcestruzzo per setti (facciavista):

C32/40:

Calcestruzzo - 1

- Produzione calcestruzzo: Ordinaria
- Valore di  $f_{bd}$  riferito a barre  $\Phi \leq 32\text{mm}$

Classe	$f_{ck}$ [MPa]	$\alpha_{cc}$	$\gamma_{cls}$	$E_{cm}$ [MPa]	$f_{cd}$ [MPa]	$f_{ctm}$ [MPa]	$f_{ctk}$ [MPa]	$f_{ctd}$ [MPa]	$f_{cfm}$ [MPa]	$f_{bk}$ [MPa]	$f_{bd}$ [MPa]	$\epsilon_{c2}$	$\epsilon_{cu}$	$\sigma_{c,Rara}$ [MPa]	$\sigma_{c,QP}$ [MPa]
C32/40	32,00	0,85	1,50	33.346	18,13	3,03	2,12	1,41	3,63	4,77	3,18	0,00200	0,00350	19,20	14,40

Calcestruzzo a prestazione garantita secondo UNI EN 206-1

- Cemento conforme alla norma EN 197-1
- Diametro massimo barre di armatura,  $\Phi_{max} = 14\text{ mm}$
- Aggregati normali conformi alla norma UNI EN 12620,  $D_{max} = 20\text{ mm}$
- Interferro minimo  $d_{bars} = 25\text{ mm}$
- Acqua di impasto conforme alla norma EN 1008
- Additivi conformi alla norma EN 934-2

Classe esposizione	Minima classe di resistenza	Rapporto $(A/C)_{max}$	Slump	Quantità minima cemento $[\text{kg/m}^3]$	Contenuto minimo aria	Altro
XC4	C32/40	0.50	S3	340	-	-

Acciaio per armature:

Classe B450C:

Acciaio in barre da c.a. - 1													
Classe acciaio	$f_{yk}$	$\gamma_s$	$f_{tk}$	$E_s$	$f_{yd}$	$\varepsilon_{yd}$	$\varepsilon_{uk}$	$(f_y/f_{y,nom})_k$	$\varepsilon_{ud}$	$k = (f_t/f_y)_k$	$\sigma_{s,Rara}$	Diametro minimo mandrino di piegatura	
	[MPa]		[MPa]	[MPa]	[MPa]					[MPa]	[MPa]	$\Phi \leq 16mm$	$\Phi > 16mm$
B450C	450,00	1,15	540,00	210.000	391,30	0,00186	0,07500	$\leq 1,25$	0,06750	1,15 - 1,35	360,00	4 $\Phi$	7 $\Phi$

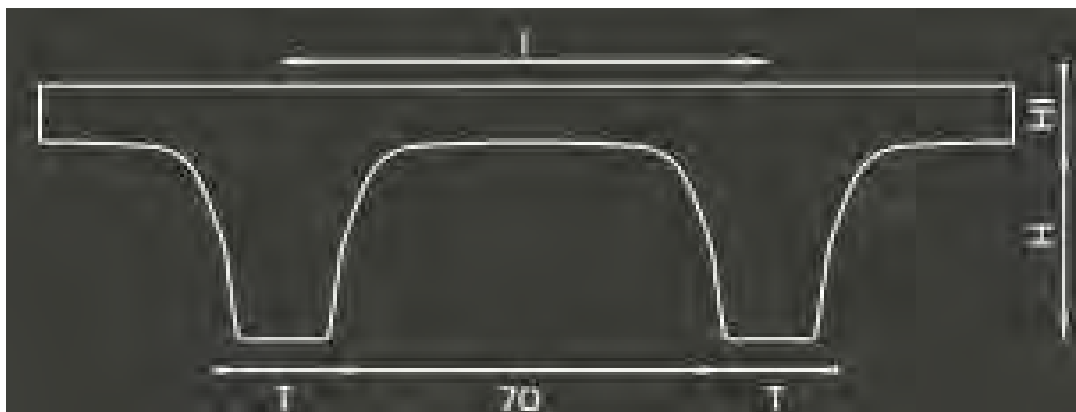
Acciaio per carpenteria metallica:

Acciaio da carpenteria - 1													
<ul style="list-style-type: none"> <li>• Tipologia laminati: Laminati a caldo con profili a sezione aperta</li> <li>• Spessore nominale elemento: <math>t \leq 40mm</math></li> <li>• Dimensioni secondo UNI 5397</li> <li>• Saldature con elettrodi secondo UNI 5132</li> <li>• Struttura non protetta</li> <li>• Temperatura minima del sito <math>T_{md} = -25^\circ C</math></li> <li>• Temperatura di riferimento <math>T_{Ed} = -25^\circ C</math></li> </ul>													
Classe acciaio	Subgrade	$f_{tk}$	$E_s$	$\nu$	$G_s$	$f_{yk}$	$\gamma_{Rd}$	$\gamma_{M0}$	$\gamma_{M1}$	$\gamma_{M2}$	$\beta$	$\beta_1$	$\beta_2$
		[MPa]	[MPa]		[MPa]	[MPa]							
S 275 - UNI EN 10025-2 JR		430	210000	0,3	80769,2307692308	275	1,15	1,05	1,05	1,25	0,85	0,7	0,85

## 8. ANALISI DEI CARICHI

Con riferimento alla figura che segue sono riportati nel seguito le analisi dei carichi per alcuni dei solai più significativi della struttura:

Prodotto	Lunghezza Travetto (T) cm	Interasse Travetti (I) cm	Volume CLS a raso m³/m²	Volume CLS solo al m³/m²		
				Spessore Cappa H=50 mm	Spessore Cappa H=100 mm	Spessore Cappa H=150 mm
SKYDOME H350	12	82	0.151	0.201	0.231	0.301
	16	86	0.169	0.219	0.269	0.319
	30	90	0.185	0.235	0.285	0.335



SKYDOME: H350+100 di soletta = 450(mm)

Larghezza travetto: 16cm

Spessore Cappa: 10cm

Peso solaio:  $0.269 \times 25 (\text{Kn/m}^3) = 6.725 (\text{kN/m}^2)$

### **G1 – carichi permanenti:**

G11: Peso proprio solaio+getto:	<u>6.725(kN/m<sup>2</sup>)</u>
Totale G1 = 6.725(kN/m <sup>2</sup> )	

### **G2 – sovraccarichi permanenti:**

G21: Pavimento galleggiante:	<u>0.70 (kN/m<sup>2</sup>)</u>
------------------------------	--------------------------------

Totale G2 = 0.70(kN/m<sup>2</sup>)

### **Q1 – carichi variabili:**

Q1: Macchine ( il carico è rappresentativo degli armadi, degli impianti di raffreddamento a pavimento e del personale che opera negli spazi – TIA Telecommunications Infrastructure Standard for Data Centers – ed. 2005):

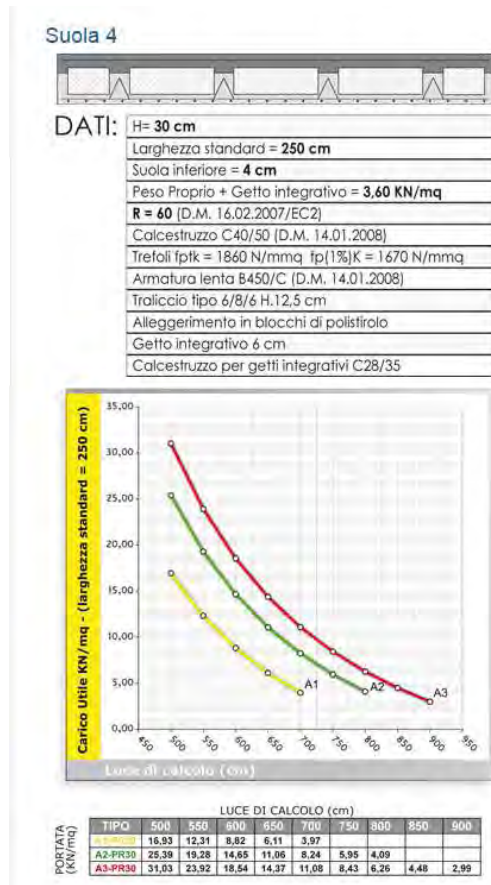
12.00(kN/m<sup>2</sup>)

#### **5.3.4.7 Floor loading**

Floor loading capacity in the computer room shall be sufficient to bear both the distributed and concentrated load of the installed equipment with associated cabling and media. The minimum distributed floor loading capacity shall be 7.2 kPA (150 lbf/ ft<sup>2</sup>). The recommended distributed floor loading capacity is 12 kPA (250 lbf/ ft<sup>2</sup>).

The floor shall also have a minimum of 1.2 kPA (25 lbf/ ft<sup>2</sup>) hanging capacity for supporting loads that are suspended from the bottom of the floor (for example, cable ladders suspended from the ceiling of the floor below). The recommended hanging capacity of the floor is 2.4 kPA (50 lbf/ ft<sup>2</sup>). Refer to Telcordia specification GR-63-CORE regarding floor loading capacity measurement and test methods.

## SOLAIO TIPO 3 - monodirezionale, Corpo 1, Piano Primo, Zona locali tecnici



### G1 – carichi permanenti:

G11: Peso proprio solaio+getto:  $3.60(kN/m^2)$   
 Totale G1 =  $3.60(kN/m^2)$

### G2 – sovraccarichi permanenti:

G21: Pavimento galleggiante:  $0.70 (kN/m^2)$   
 G22: Impianti a pavimento  $0.50 (kN/m^2)$   
 G23: Tramezze:  $(1.00 < G < 2.00 kN/m)$   $1.20 (kN/m^2)$

Totale G2 =  $2.40(kN/m^2)$

### Q1 – carichi variabili:

Q1: Deposito – Cat. E2 :  $5.00(kN/m^2)$

### SOLAIO TIPO 3 - monodirezionale, Corpo 2, Piano Primo, Zona uffici

#### **G1 – carichi permanenti:**

G11: Peso proprio solaio+getto: 3.60(kN/m<sup>2</sup>)  
Totale G1 = 3.60(kN/m<sup>2</sup>)

#### **G2 – sovraccarichi permanenti:**

G21: Pavimento in ceramica: 0.50 (kN/m<sup>2</sup>)  
 G22: Massetto ( spessore: 10cm): 18.00(kN/m<sup>3</sup>) x 0.10(m) = 1.80(kN/m<sup>2</sup>)  
G23: Controsoffitto= 0.40(kN/m<sup>2</sup>)  
Totale G2 = 2.70(kN/m<sup>2</sup>)

#### **Q1 – carichi variabili:**

Q1: Uffici non aperti al pubblico – Cat. B2 : 3.00(kN/m<sup>2</sup>)

### SOLAIO TIPO 6 - bidirezionale, Corpo 2, Piano Primo, Zona atrio

#### **G1 – carichi permanenti:**

G11: calcolato dal programma soletta sp. 30cm + nervature 70x30.  
Totale G1 = in automatico dal programma

#### **G2 – sovraccarichi permanenti:**

G21: Pavimento in ceramica: 0.50 (kN/m<sup>2</sup>)  
 G22: Massetto ( spessore: 10cm): 18.00(kN/m<sup>3</sup>) x 0.10(m) = 1.80(kN/m<sup>2</sup>)  
G23: Controsoffitto= 0.40(kN/m<sup>2</sup>)  
Totale G2 = 2.70(kN/m<sup>2</sup>)

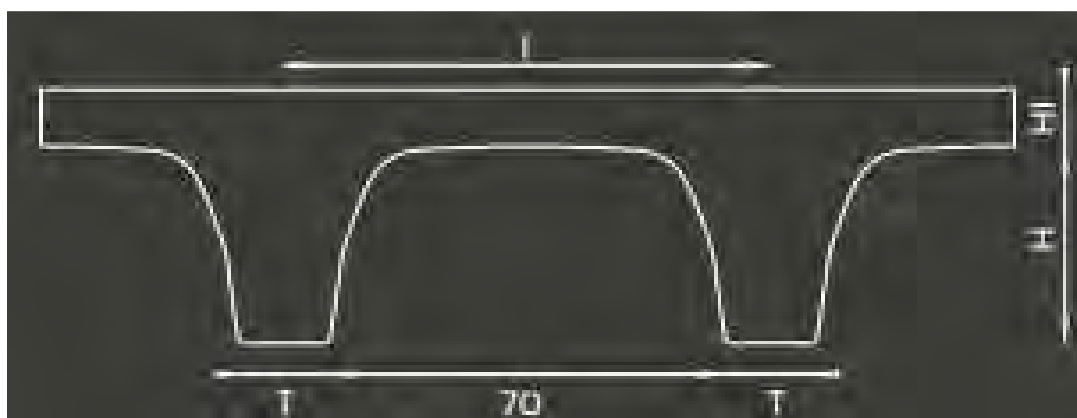
#### **Q1 – carichi variabili:**

Q1: Uffici non aperti al pubblico – Cat. B2 : 3.00(kN/m<sup>2</sup>)

## SOLAIO TIPO 7 - bidirezionale Corpo 1, Piano Secondo, locale Server

Tipo solaio SKYDOME:

PRODOTTO	Larghezza Travetto (T) cm	Intervallo Travetti (I) cm	Volume CLS a reso m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup>	Volume CLS solaio m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup>		
				Spessore Cappa HI=50 cm	Spessore Cappa HI=100 mm	Spessore Cappa HI=150 mm
SKYDOME H250	12	82	0,094	0,149	0,199	0,249
	16	86	0,113	0,163	0,213	0,263
	20	90	0,125	0,175	0,225	0,275



SKYDOME: H250+100 di soletta = 350(mm)

Larghezza travetto: 20cm

Spessore Cappa: 10cm

Peso solaio:  $0.213 \times 25(\text{Kn/m}^3) = 5.325(\text{kN/m}^2)$

### 1.1.1 – SOLAIO BIDIREZIONALE – ZONA 7 ( Sala Server)

**G1 – carichi permanenti:**

$$\text{G11: Peso proprio solaio+getto:} \quad \frac{5.325 \text{ (kN/m}^2\text{)}}{\text{Totale G1} = 5.325 \text{ (kN/m}^2\text{)}}$$

## **G2 – sovraccarichi permanenti:**

$$\text{G21: Massetto+isolante+guaina ( spessore: 10cm): } 18.00 \text{ (kN/m}^3\text{)} \times 0.10 \text{ (m)} = 1.80 \text{ (kN/m}^2\text{)} + 0.2 \text{ (kN/m}^2\text{)} = 2.00 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\text{G22: Tubazioni elettriche appese ( TIA ed. 2005) :} \quad = 2.40 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

### **5.3.4.7 Floor loading**

Floor loading capacity in the computer room shall be sufficient to bear both the distributed and concentrated load of the installed equipment with associated cabling and media. The minimum distributed floor loading capacity shall be 7.2 kPA (150 lbf/ ft<sup>2</sup>). The recommended distributed floor loading capacity is 12 kPA (250 lbf/ ft<sup>2</sup>).

The floor shall also have a minimum of 1.2 kPA (25 lbf/ ft<sup>2</sup>) hanging capacity for supporting loads that are suspended from the bottom of the floor (for example, cable ladders suspended from the ceiling of the floor below). The recommended hanging capacity of the floor is 2.4 kPA (50 lbf/ ft<sup>2</sup>). Refer to Telcordia specification GR-63-CORE regarding floor loading capacity measurement and test methods.

$$\text{G23: Macchine UTA di copertura + fotovoltaico :} \quad = 5.00 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\text{Totale G2} = 9.40 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

## **Q1 – carichi variabili:**

$$\text{Q1: Neve} \quad = 1.2 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\text{Q2: Copertura ad uso manutenzione} = 0.50 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

## **SOLAIO TIPO 9 - bidirezionale Corpo 2, Piano Secondo, zona atrio e pensilina**

## **G1 – carichi permanenti:**

G11: calcolato dal programma soletta sp. 30cm + nervature 70x30.

Totale G1 = in automatico dal programma

**G2 – sovraccarichi permanenti:**

G21: Massetto+isolante+guaina ( spessore: 10cm):  $18.00(\text{kN/m}^3) \times 0.10(\text{m}) = 1.80(\text{kN/m}^2) + 0.2(\text{kN/m}^2) = 2.00(\text{kN/m}^2)$

G23: Controsoffitto= 0.40(kN/m2)

Totale G2 = 2.40(kN/m2)

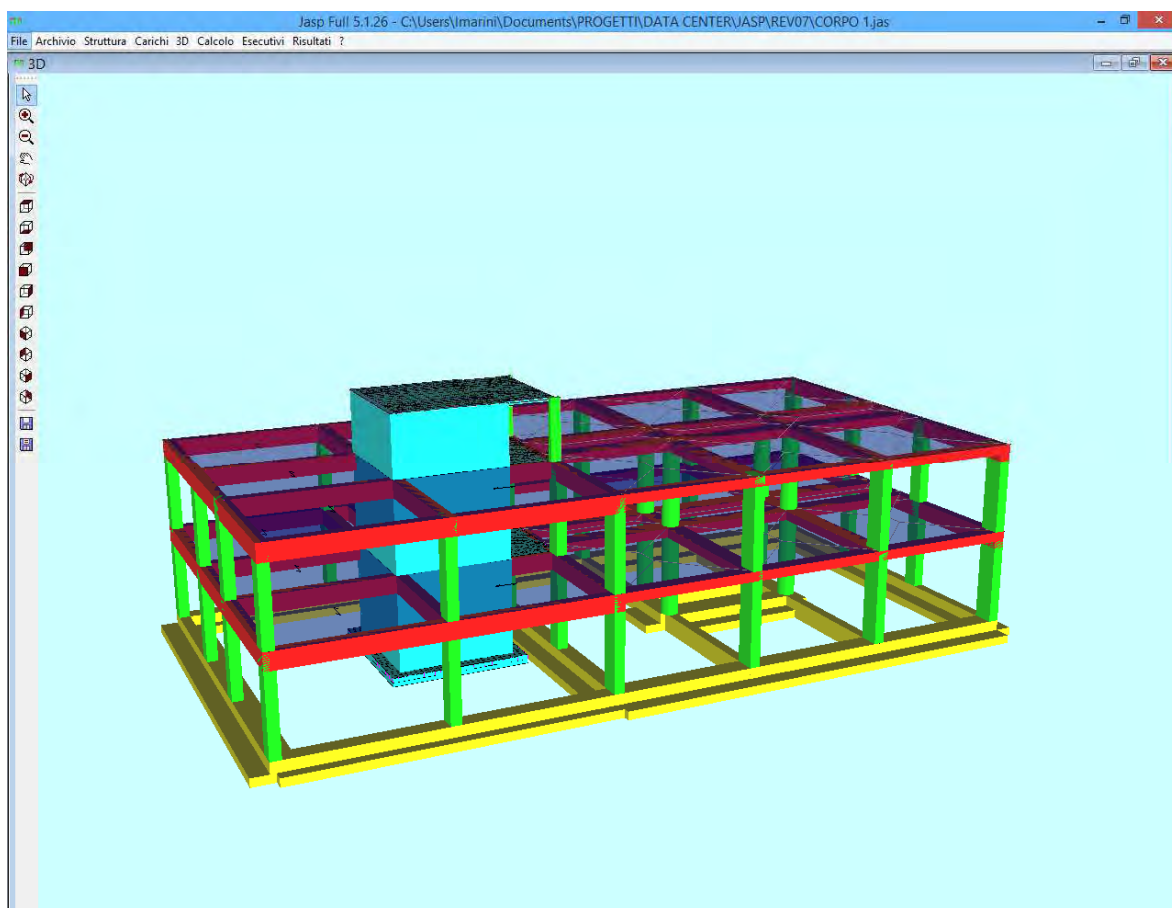
**Q1 – carichi variabili:**

Q1: Neve = 1.2(kN/m2)

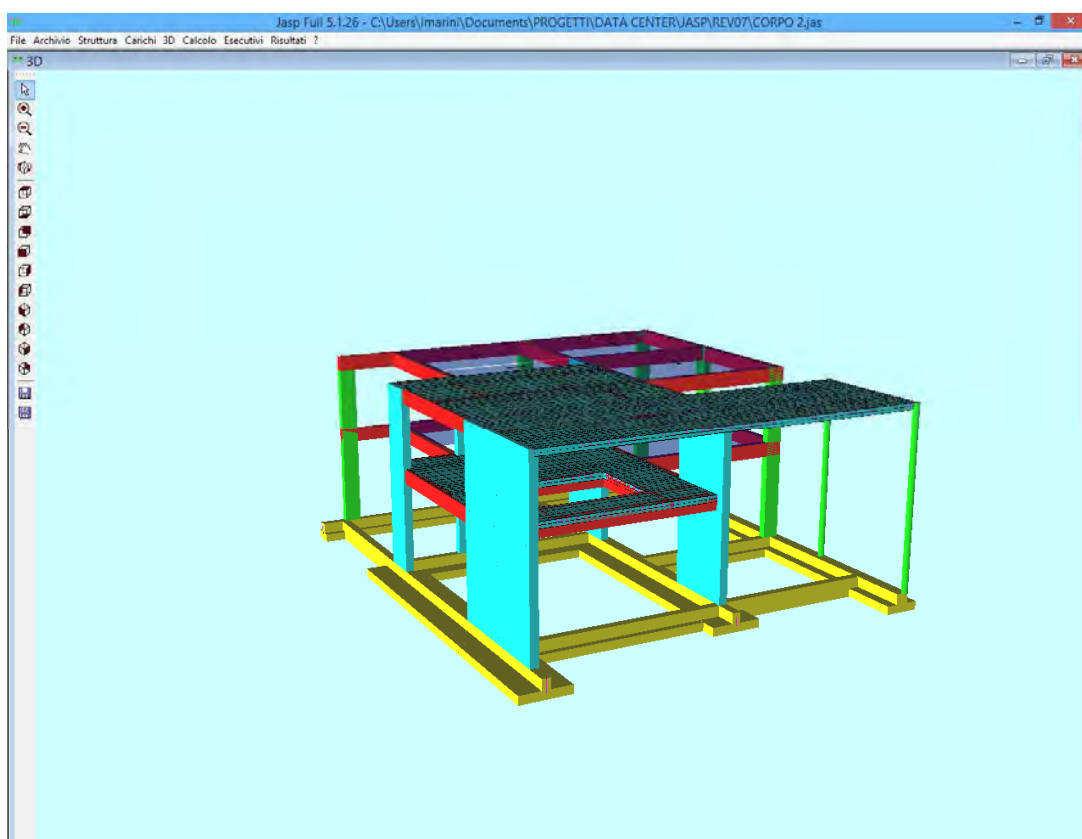
Q2: Copertura ad uso manutenzione = 0.50(kN/m2)

## 9. PRIME ANALISI

E' stata effettuata la modellazione dei due Corpi con il programma di calcolo Jasp. Vers. 5.1.26.  
Alcune immagini dei modelli sono mostrate nelle figure che seguono:



*Corpo 1 – Vista generale del modello*



*Corpo 2 – Vista generale del modello*

Alcune informazioni di carattere generale:

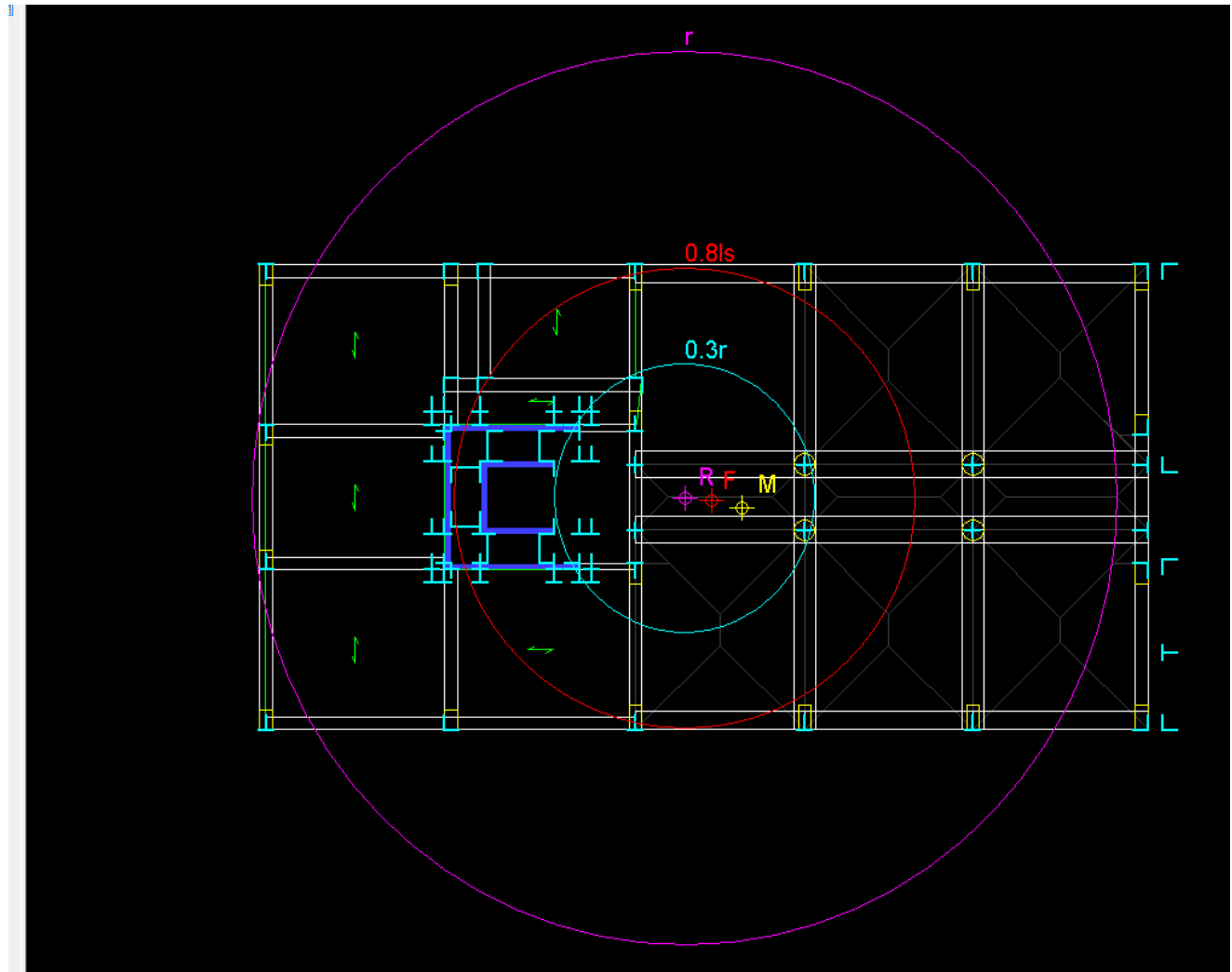
- Le travi di fondazione sono modellate con elementi frame a cui sono associate delle molle le quali rappresentano il comportamento elastico del terreno (Modello alla Winkler)
- Le travi ed i pilastri sono schematizzati con elementi lineari frame.
- I setti (cioè quegli elementi la cui dimensione  $L/sp > 4$ ) sono schematizzati con elementi piastra.
- I solai bidirezionali del Corpo 1 sono stati schematizzati trascurando la loro effettiva rigidezza ma unicamente come carico equivalente trasmesso alle travi secondo il principio di aree di influenza:
- Il terreno di fondazione è schematizzato in via semplificata omogeneo di queste caratteristiche:

Stratigrafia Tipo A																			
N	Descrizione	Classe	Tipo	Classe 2	potenza [m]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\phi'$ [°]	$\phi'_{cv}$ [°]	Dr [%]	IC	$c'$ [kPa]	$c_u$ [kPa]	$v$	NSPT	OCR	$\Delta\sigma'_p$ [kPa]	E <sub>ed</sub> [MPa]	CR	RR
1	omogeneo	limo	fine	argillosa	15.0	18.0	28.0	28.0	50.0	0.4	5.0	30.0	0.3	30.0	1.0	5.0			8.0
																			0.0

Si riportano nel seguito alcuni risultati significativi dell'analisi:

#### CORPO 1:

- Nell'immagine che segue la posizione del centro di rigidezza R, del centro di massa M e dell'applicazione della forzate sismica F disegnati sulla pianta dell'edificio. Si può notare come tutte e tre i centri siano abbastanza vicini tra loro e soprattutto che la risultante sia all'interno della circonferenza  $0.3r$  (L'ellisse delle rigidezze ( $0.3r$ ) per la verifica di regolarità in pianta come indicato nel §4.2.3.2(6) EC8:2005)



Corpo 1 centro di rigidità R, centro di massa M, risultante forzante F

Alcuni risultati dell'analisi modale ed i modi di vibrazione scelti:

**Modi Scelti**

n	Descrizione	T [s]	sx [%]	sy [%]	sz [%]	rx [%]	ry [%]	rz [%]	Esatto	Scelto	Err.λ	Err.ψ
1	0.537s x0.1% y69% z0.1%	0.53725	0.050617	68.69	0.052865	30.053	0.017431	0.13989	Si	Si	0	1.5979E-8
2	0.529s x75% y0% z0%	0.52907	75.226	0.053047	0.01934	0.01814	18.564	2.3847E-5	Si	Si	0	2.8523E-8
5	0.257s x6% y0% z11%	0.25652	5.6555	0.058921	10.509	0.070371	40.894	0.0052793	Si	Si	0	1.7257E-8
9	0.188s x0% y9% z0%	0.18816	0.25193	8.5829	0.15322	29.251	0.1406	4.0597	Si	Si	0	3.1896E-9
13	0.144s x0% y8% z0%	0.14429	0.0012249	8.1577	0.012083	17.445	0.0098605	2.7615	Si	Si	0	2.4061E-9
25	0.085s x3.6% y1.5% z0%	0.084662	3.6292	1.516	0.0020814	1.923	1.3393	1.3749	Si	Si	0	3.5225E-9
26	0.082s x2.5% y1.6% z0%	0.082381	2.4736	1.5823	0.0014024	2.0023	0.90067	2.6913	Si	Si	0	2.4564E-9
Totale			87.288	88.641	10.75	80.763	61.866	11.033			0	2.8523E-8

Le verifiche di non linearità così' come definito nel punto 7.3.2. delle NTC2008

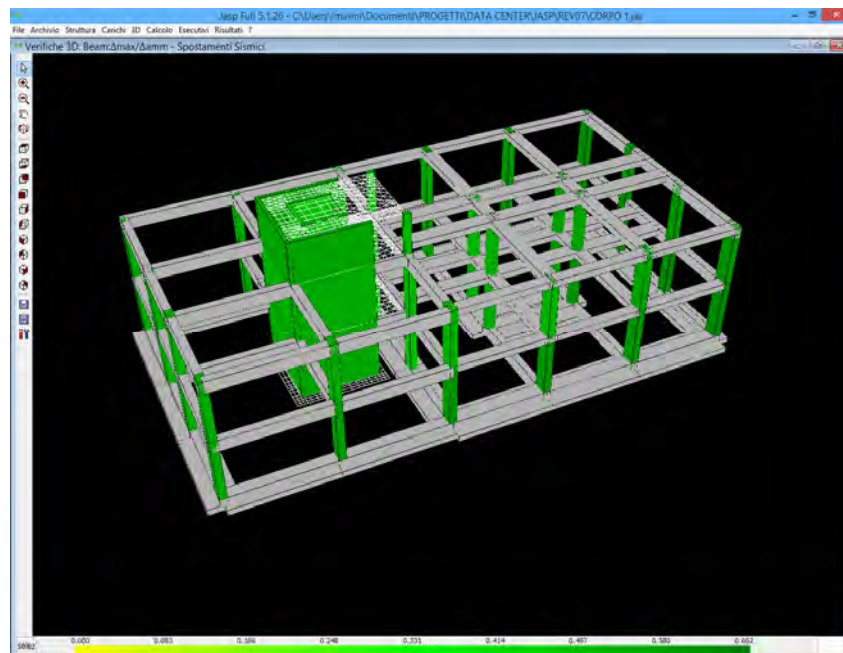
### Theta per piano

Piano	Dir X						Dir Y					
	$\mu d$	P [N]	dr [m]	V [N]	h [m]	$\theta$	$\mu d$	P [N]	dr [m]	V [N]	h [m]	$\theta$
1	3.9	20266551	0.041582	23966752	4.5	0.030474	3.9	20266551	0.038952	23966752	4.5	0.028547
3	3.9	12130927	0.038719	17010850	4.3	0.025043	3.9	12130927	0.03532	17010850	4.3	0.022845

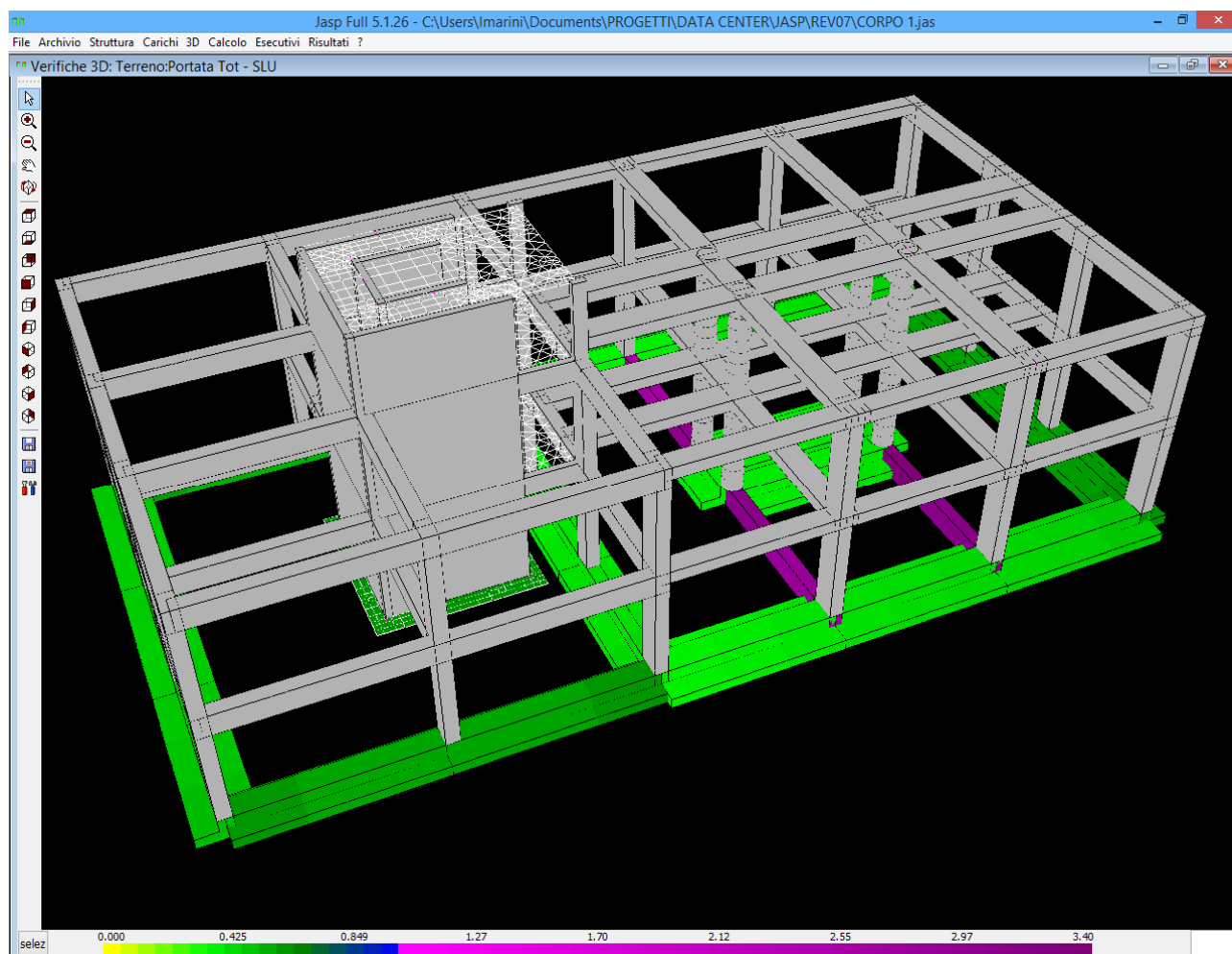
### Verifiche effetto P-Δ Sisma

Sisma SLV	$\mu d$	$\theta$	$\theta \leq 0.2$	$k = 1/(1-\theta)$	k min	k calc
X	3.9	0.030474	Sì	1.0314	1	1
Y	3.9	0.028547	Sì	1.0294	1	1

Ed infine un immagine che mostra le verifiche per gli spostamenti sismici della struttura così' come riportato nel Cap.7.3.7.2 delle NTC2008:

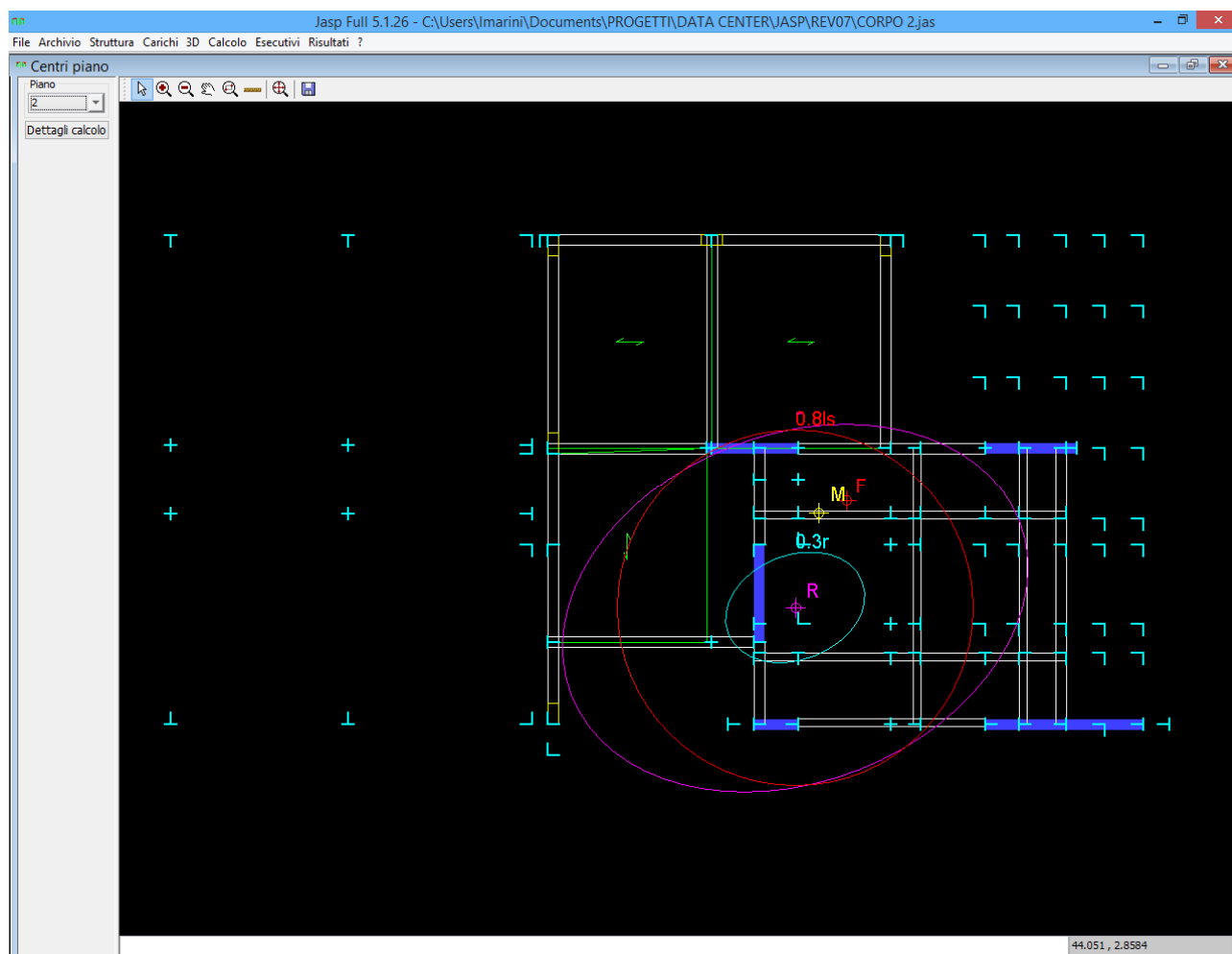


Nella figura seguente è mostrato invece la verifica del terreno di fondazione. A parte le travi di collegamento in viola (è un problema di modellazione, in quanto le travi di collegamento non trasmettono nessun carico al terreno).



## CORPO 2:

Nell'immagine la posizione dei centri massa, di rigidezza e il punto di applicazione della forzante di piano. Per il corpo 2 come si può vedere c'è abbastanza distanza tra il centro di massa e quello di rigidezza. Probabilmente poiché i setti (molto rigidi) indicati in blu spostano il centro di rigidezza verso la parte bassa dell'edificio rispetto al baricentro dei carichi. In fase esecutiva si potrà valutare la possibilità di ridurre la dimensione dei setti allo stesso tempo di aumentare la dimensione dei pilastri nella parte alta dell'edificio. Miglioramenti alla regolarità in pianta dell'edificio potranno altresì determinarsi con la riduzione del carico dei solai.



Alcuni risultati dell'analisi modale ed i modi di vibrazione scelti:

#### Modi Scelti

n	Descrizione	T [s]	sx [%]	sy [%]	sz [%]	rx [%]	ry [%]	rz [%]	Esatto	Scelto	Err.λ	Err.ψ
2	0.301s x19% y34% z0%	0.3009	19.246	33.765	0.0071148	1.2987	4.3264	30.49	Si	Si	0	1.3747E-8
3	0.271s x2% y12% z1%	0.27078	2.0811	12.081	1.3352	1.6428	0.15885	0.053263	Si	Si	0	8.5196E-9
4	0.264s x1% y8% z15%	0.26432	0.72	7.9363	14.535	4.5993	23.024	1.3289	Si	Si	0	1.542E-8
5	0.241s x10% y29% z1%	0.24134	9.9668	28.654	1.4546	2.3508	1.3157	24.748	Si	Si	0	9.5902E-9
6	0.193s x1% y5% z22%	0.19326	0.76395	4.6053	22.497	28.567	20.927	0.19941	Si	Si	0	2.324E-9
9	0.147s x5% y0% z6%	0.14703	5.2636	0.13695	6.1438	0.079462	0.28038	4.1131	Si	Si	0	6.0989E-9
10	0.139s x38% y0% z1%	0.13906	38.125	0.14193	1.4574	0.77117	1.5322	15.491	Si	Si	0	7.9398E-9
11	0.124s x2.2% y0% z0%	0.1239	2.2054	0.0066986	0.0060561	0.029871	5.283	0.5048	Si	Si	0	1.487E-9
17	0.086s x3.3% y0.5% z0.2%	0.086008	3.2905	0.53522	0.2458	0.43166	0.0026808	0.79476	Si	Si	0	2.0671E-9
18	0.085s x6% y0% z0%	0.085001	5.7659	0.028001	0.34107	2.1081	0.39914	1.985	Si	Si	0	2.6982E-9
	Totale		87.428	87.889	48.023	41.879	57.25	79.708			0	1.542E-8

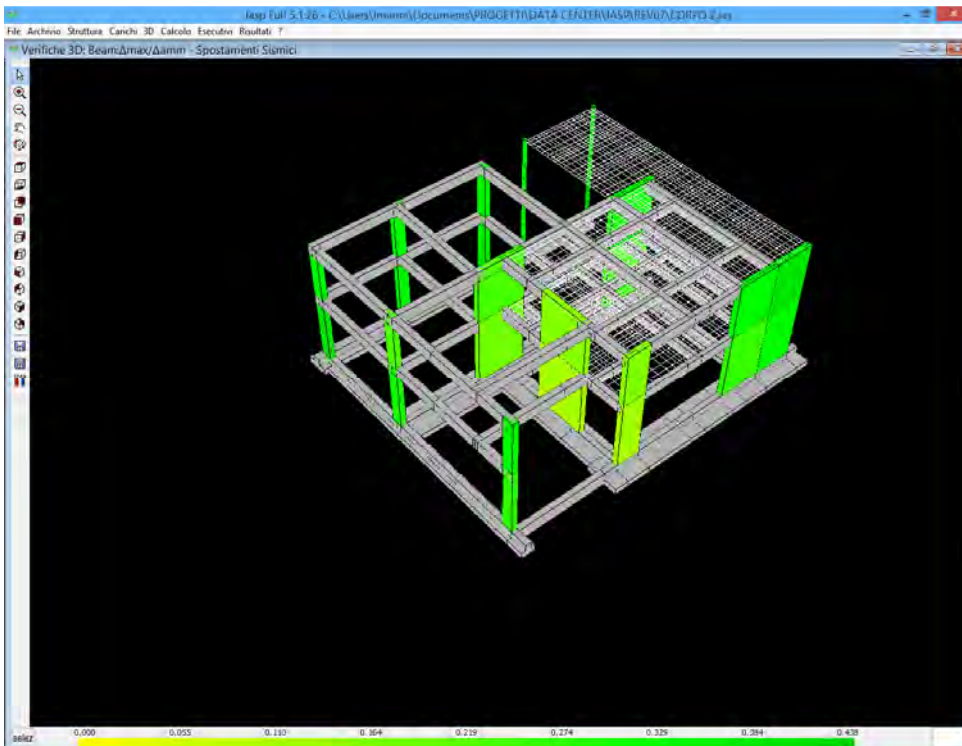
### Theta per piano

Piano	Dir X						Dir Y					
	$\mu d$	P [N]	dr [m]	V [N]	h [m]	$\theta$	$\mu d$	P [N]	dr [m]	V [N]	h [m]	$\theta$
2	10.493	8216406	0.0066504	8594050	4.95	0.013477	5.387	8216406	0.011589	8594050	4.95	0.012057
3	10.493	4376043	0.0060016	5953786	3.85	0.012022	5.387	4376043	0.011686	5953786	3.85	0.012018

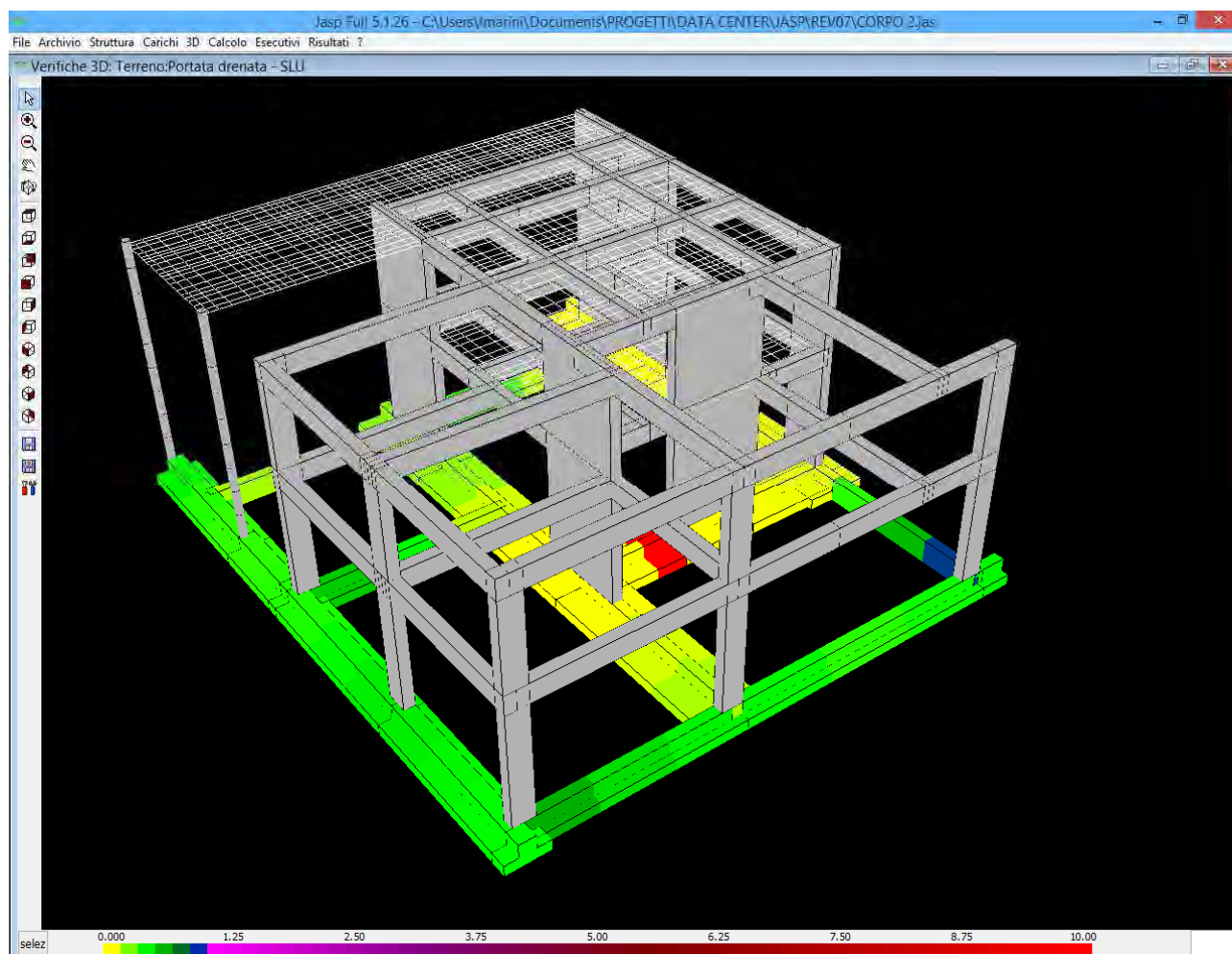
### Verifiche effetto P-Δ Sisma

Sisma SLV	$\mu d$	$\theta$	$\theta \leq 0.2$	$k = 1/(1-\theta)$	k min	k calc
X	10.493	0.013477	Sì	1.0137	1	1
Y	5.387	0.012057	Sì	1.0122	1	1

Un'immagine che mostra le verifiche per gli spostamenti sismici della struttura così come riportato nel Cap.7.3.7.2 delle NTC2008:



Infine si riporta una prima verifica a rottura del terreno di fondazione. In rosso un punto della fondazione non verificato, ma si ritiene che sia un problema “localizzato” che verrà superato con una modellazione più accurata dell’edificio.



## 10. PROGETTO ESECUTIVO – azioni

Si riportano nel seguito le principali azioni da intraprendere per la stesura del progetto esecutivo dell'edificio in tutti i suoi componenti:

- Dal punto di vista geologico sono da approfondire con ulteriori analisi ed indagini le caratteristiche meccaniche dei terreni di fondazione. In particolare sono necessari dei prelievi di campioni indisturbati di terreno per l'esecuzione di prove a taglio diretto (per la determinazione esatta dei parametri  $c'$  e  $\phi'$  delle argille per le analisi a lungo termine dei terreni, un'analisi edometrica per stabilire con precisione la deformabilità del terreno).
- Per le fondazioni dell'edificio dovranno essere eseguite delle analisi volte ad uniformare le pressioni del terreno trasmesse dalle travi di fondazione.
- Dovranno essere calcolati ed armati i solai
- Per i solai in soletta piena del Corpo 2 dovrà essere valutata la possibilità (tecnica/economica) di alleggerimento degli stessi con casseri a perdere inseriti nel getto.
- Per i solai bidirezionali del Corpo 1 si dovrà valutare la possibilità di uniformare i casseri da primo a secondo piano: quindi eventualmente portare a 35 l'altezza dei casseri al secondo piano riducendo contestualmente l'altezza della caldana. Questo sostanzialmente per motivi economici riconducibili alla fornitura di un solo tipo di cassero.

- Per il Corpo 2 dovrà essere migliorata la modellazione globale dell'edificio soprattutto per quanto riguarda la pensilina.
- Calcolare ed armare tutti gli elementi strutturali in c.a.
- Calcolare e produrre i disegni di carpenteria della scala interna

Essendo un'opera strategica, prima dell'inizio lavori, dovrà essere richiesta ed ottenuta l'autorizzazione sismica del progetto presso il SUAP del Comune di Modena.

Il progettista strutturale  
Ing. Laurent Marini

Modena, Aprile 2017